



电力工程设计手册



岩土工程勘察设计

中国电力工程顾问集团有限公司
中国能源建设集团规划设计有限公司 编著

Power Engineering Design Manual

中国电力出版社

电力工程设计手册

01 火力发电厂总图运输设计
02 火力发电厂热机通用部分设计
03 火力发电厂锅炉及辅助系统设计
04 火力发电厂汽轮机及辅助系统设计
05 火力发电厂烟气治理设计
06 燃气-蒸汽联合循环机组及附属系统设计
07 循环流化床锅炉附属系统设计
08 火力发电厂电气一次设计
09 火力发电厂电气二次设计
10 火力发电厂仪表与控制设计
11 火力发电厂结构设计
12 火力发电厂建筑设计
13 火力发电厂水工设计
14 火力发电厂运煤设计
15 火力发电厂除灰设计
16 火力发电厂化学设计
17 火力发电厂供暖通风与空气调节设计
18 火力发电厂消防设计
19 火力发电厂节能设计

20 架空输电线路设计
21 电缆输电线路设计
22 换流站设计
23 变电站设计

24 电力系统规划设计
25 岩土工程勘察设计
26 工程测绘
27 工程水文气象
28 集中供热设计
29 技术经济
30 环境保护与水土保持
31 职业安全与职业卫生





电力工程设计手册



岩土工程勘察设计

中国电力工程顾问集团有限公司
中国能源建设集团规划设计有限公司 编著

中国电力出版社

内 容 提 要

本书是《电力工程设计手册》系列手册中的一个分册，共有两篇二十章。内容包括岩土工程的勘察部分和设计部分，可满足火力发电厂、架空输电线路、变电站等工程各阶段岩土工程勘察设计要求。

本书的编撰注重参考性和实用性，总结了我国电力行业岩土工程勘察设计工作的经验，介绍了岩土工程勘察设计的新技术、新方法，内容丰富，资料新颖，实用性强。

本书可作为电力工程勘察设计等各阶段工作的工具书，也可作为其他行业从事岩土工程勘察设计专业工程技术人员及高等院校相关专业师生的参考书。

图书在版编目（CIP）数据

电力工程设计手册．岩土工程勘察设计／中国电力工程顾问集团有限公司，中国能源建设集团规划设计有限公司编著．—北京：中国电力出版社，2019.6

ISBN 978-7-5198-2625-3

Ⅰ．①电… Ⅱ．①中… ②中… Ⅲ．①岩土工程－地质勘探－设计－手册 Ⅳ．①TM7-62 ②TU412-62

中国版本图书馆 CIP 数据核字（2018）第 258533 号

出版发行：中国电力出版社
地　　址：北京市东城区北京站西街 19 号（邮政编码 100005）
网　　址：http://www.cepp.sgcc.com.cn
印　　刷：北京盛通印刷股份有限公司
版　　次：2019 年 6 月第一版
印　　次：2019 年 6 月北京第一次印刷
开　　本：787 毫米×1092 毫米　16 开本
印　　张：27.75
字　　数：988 千字
印　　数：0001—1500 册
定　　价：180.00 元

《岩土工程勘察设计》
编 写 组

主　　编 李彦利
副 主 编 赵卫民　吴　建　刘礼领　刘志伟　潘　峰　贾　宁
参编人员（按姓氏笔画排序）
丁国勇　卫瑞峰　王洪播　付小婷　闫晓君　李世柏
李振华　杨坤明　杨俊波　何　坤　张代国　张希宏
张晓健　张新奎　陈　亮　金永军　单祥军　赵红崴
胡　昕　胡　钧　聂文波　贾　剑　黄　双　程东幸
曾吉文　湛　川　赖海林　阙金声　谭光杰　燕慧晓

《岩土工程勘察设计》
编辑出版人员

编审人员 罗　艳　王　南　关　童　王　磊　周　娟　杨伟国
出版人员 王建华　邹树群　黄　蓓　郝军燕　李　楠　陈丽梅
郑书娟　王红柳　赵姗姗　单　玲

序 言

改革开放以来，我国电力建设开启了新篇章，经过40年的快速发展，电网规模、发电装机容量和发电量均居世界首位，电力工业技术水平跻身世界先进行列，新技术、新方法、新工艺和新材料得到广泛应用，信息化水平显著提升。广大电力工程技术人员在多年的工程实践中，解决了许多关键性的技术难题，积累了大量成功的经验，电力工程设计能力有了质的飞跃。

电力工程设计是电力工程建设的龙头，在响应国家号召，传播节能、环保和可持续发展的电力工程设计理念，推广电力工程领域技术创新成果，促进电力行业结构优化和转型升级等方面，起到了积极的推动作用。为了培养优秀电力勘察设计人才，规范指导电力工程设计，进一步提高电力工程建设水平，助力电力工业又好又快发展，中国电力工程顾问集团有限公司、中国能源建设集团规划设计有限公司编撰了《电力工程设计手册》系列手册。这是一项光荣的事业，也是一项重大的文化工程，彰显了企业的社会责任和公益意识。

作为中国电力工程服务行业的“排头兵”和“国家队”，中国电力工程顾问集团有限公司、中国能源建设集团规划设计有限公司在电力勘察设计技术上处于国际先进和国内领先地位，尤其在百万千瓦级超超临界燃煤机组、核电常规岛、洁净煤发电、空冷机组、特高压交直流输变电、新能源发电等领域的勘察设计方面具有技术领先优势；另外还在中国电力勘察设计行业的科研、标准化工作中发挥着主导作用，承担着电力新技术的研究、推广和国外先进技术的引进、消化和创新等工作。编撰《电力工程设计手册》，不仅系统总结了电力工程设计经验，而且能促进工程设计经

验向生产力的有效转化，意义重大。

这套设计手册获得了国家出版基金资助，是一套全面反映我国电力工程设计领域自有知识产权和重大创新成果的出版物，代表了我国电力勘察设计行业的水平和发展方向，希望这套设计手册能为我国电力工业的发展作出贡献，成为电力行业从业人员的良师益友。

汪建平

2019年1月18日

总前言

电力工业是国民经济和社会发展的基础产业和公用事业。电力工程勘察设计是带动电力工业发展的龙头，是电力工程项目建设不可或缺的重要环节，是科学技术转化为生产力的纽带。新中国成立以来，尤其是改革开放以来，我国电力工业发展迅速，电网规模、发电装机容量和发电量已跃居世界首位，电力工程勘察设计能力和水平跻身世界先进行列。

随着科学技术的发展，电力工程勘察设计的理念、技术和手段有了全面的变化和进步，信息化和现代化水平显著提升，极大地提高了工程设计中处理复杂问题的效率和能力，特别是在特高压交直流输变电工程设计、超超临界机组设计、洁净煤发电设计等领域取得了一系列创新成果。“创新、协调、绿色、开放、共享”的发展理念和全面建成小康社会的奋斗目标，对电力工程勘察设计工作提出了新要求。作为电力建设的龙头，电力工程勘察设计应积极践行创新和可持续发展理念，更加关注生态和环境保护问题，更加注重电力工程全寿命周期的综合效益。

作为电力工程服务行业的“排头兵”和“国家队”，中国电力工程顾问集团有限公司、中国能源建设集团规划设计有限公司（以下统称“编著单位”）是我国特高压输变电工程勘察设计的主要承担者，完成了包括世界第一个商业运行的 1000kV 特高压交流输变电工程、世界第一个 ±800kV 特高压直流输电工程在内的输变电工程勘察设计工作；是我国百万千瓦级超超临界燃煤机组工程建设的主力军，完成了我国 70%以上的百万千瓦级超超临界燃煤机组的勘察设计工作，创造了多项“国内第一”，包括第一台百万千瓦级超超临界燃煤机组、第一台百万千瓦级超超临界空冷

燃煤机组、第一台百万千瓦级超超临界二次再热燃煤机组等。

在电力工业发展过程中，电力工程勘察设计工作者攻克了许多关键技术难题，形成了一整套先进设计理念，积累了大量的成熟设计经验，取得了一系列丰硕的设计成果。编撰《电力工程设计手册》系列手册旨在通过全面总结、充实和完善，引导电力工程勘察设计工作规范、健康发展，推动电力工程勘察设计行业技术水平提升，助力电力工程勘察设计从业人员提高业务水平和设计能力，以适应新时期我国电力工业发展的需要。

2014 年 12 月，编著单位正式启动了《电力工程设计手册》系列手册的编撰工作。《电力工程设计手册》的编撰是一项光荣的事业，也是一项艰巨和富有挑战性的任务。为此，编著单位和中国电力出版社抽调专人成立了编辑委员会和秘书组，投入专项资金，为系列手册编撰工作的顺利开展提供强有力的保障。在手册编辑委员会的统一组织和领导下，700 多位电力勘察设计行业的专家学者和技术骨干，以高度的责任心和历史使命感，坚持充分讨论、深入研究、博采众长、集思广益、达成共识的原则，以内容完整实用、资料翔实准确、体例规范合理、表达简明扼要、使用方便快捷、经得起实践检验为目标，参阅大量的国内外资料，归纳和总结了勘察设计经验，经过几年的反复斟酌和锤炼，终于编撰完成《电力工程设计手册》。

《电力工程设计手册》依托大型电力工程设计实践，以国家和行业设计标准、规程规范为准绳，反映了我国在特高压交直流输变电、百万千瓦级超超临界燃煤机组、洁净煤发电、空冷机组等领域的最新设计技术和科研成果。手册分为火力发电工程、输变电工程和通用三类，共 31 个分册，3000 多万字。其中，火力发电工程类包括 19 个分册，内容分别涉及火力发电厂总图运输、热机通用部分、锅炉及辅助系统、汽轮机及辅助系统、燃气-蒸汽联合循环机组及附属系统、循环流化床锅炉附属系统、电气一次、电气二次、仪表与控制、结构、建筑、运煤、除灰、水工、化学、供暖通风与空气调节、消防、节能、烟气治理等领域；输变电工程类包括 4 个分册，内容分别涉及架空输电线路、电缆输电线路、换流站、变电站等领域；通用类包括 8 个分册，内容分别涉及电力系统规划、岩土工程勘察、工程测绘、工程水文气象、集中供热、技术经济、环境保护与水土保持、职业安全与职业卫生等领域。目前新能源发电蓬勃发展，编著单位将适时总结相关勘察设计经验，编撰有关新能源发电

方面的系列设计手册。

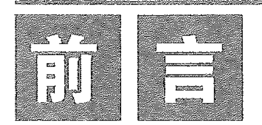
《电力工程设计手册》全面总结了现代电力工程设计的理论和实践成果，系统介绍了近年来电力工程设计的新理念、新技术、新材料、新方法，充分反映了当前国内外电力工程设计领域的重要科研成果，汇集了相关的基础理论、专业知识、常用算法和设计方法。全套书注重科学性、体现时代性、强调针对性、突出实用性，可供从事电力工程投资、建设、设计、制造、施工、监理、调试、运行、科研等工作的人员使用，也可供电力和能源相关教学及管理工作者参考。

《电力工程设计手册》的编撰和出版，凝聚了电力工程设计工作者的集体智慧，展现了当今我国电力勘察设计行业的先进设计理念和深厚技术底蕴。《电力工程设计手册》是我国第一部全面反映电力工程勘察设计成果的系列手册，且内容浩繁，编撰复杂，其中难免存在疏漏与不足之处，诚恳希望广大读者和专家批评指正，以期再版时修订完善。

在此，向所有关心、支持、参与编撰的领导、专家、学者、编辑出版人员表示衷心的感谢！

《电力工程设计手册》编辑委员会

2019年1月10日



前言

《岩土工程勘察设计》是《电力工程设计手册》系列手册之一。

改革开放以来，为适应我国经济高速发展及人民生活水平不断提高对电力的日益需求，我国电力工程建设规模迅猛发展，发电机组单机容量和总装机容量，以及各电压等级的输变电工程均位列世界首位，各种可再生能源（生物质发电、光伏发电、地热发电、海洋能发电等）蓬勃发展。在这一过程中，电力行业岩土工程勘察设计技术人员不懈努力，不断引进和采用先进的勘察设计技术和手段，不断总结岩土工程勘察设计经验和教训，使我国电力工程勘察设计技术取得了长足的进步和发展。本书的编撰，既是对我国长期以来岩土工程勘察设计方法和工作经验的总结和提炼，也是对我国近年来岩土工程勘察设计新技术、新方法应用研究的归纳和提升，可为今后我国的电力工程勘察设计提供有力的规范性指导。

本书可以帮助电力行业岩土工程勘察设计技术人员对工程项目进行科学化、规范化管理，更好地适应当前或今后的勘察设计技术发展水平，保证岩土工程勘察设计质量，节约工程建设投资和工程成本，更高效地完成岩土工程勘察设计工作。同时，也可以帮助岩土工程勘察设计技术人员在掌握专业基础知识和规范要求的同时，充分了解岩土工程勘察设计的新工艺、新方法，并迅速掌握其技术要求。

本书分为两篇，共有二十章，内容包括电力行业岩土工程的勘察和设计两部分，可满足火力发电厂、架空输电线路、变电站等电力工程各阶段岩土工程勘察设计要求。

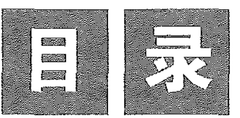
本书主编单位为中国电力工程顾问集团华北电力设计院有限公司，参加编写的单位有中国电力工程顾问集团东北电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团华东电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团中南电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团西北电力设计院有限公司、中国电力工程顾问集团西南电力设计院有限公司。本书由李彦利担任主编，赵卫民、吴建、刘礼领、刘志伟、潘峰、贾宁担任副主编。贾宁编写第一章， 赵卫民、刘志伟、单祥军、赵红崴、付小婷编

写第二章，程东幸、吴建、潘峰、赵卫民、杨俊波、燕慧晓编写第三章，闫晓君、赖海林编写第四章，李世柏、丁国勇、胡昕、张代国、陈亮、金永军、李振华编写第五章，吴建编写第六章，贾剑、张新奎编写第七章，聂文波编写第八章，黄双编写第九章，潘峰、金永军编写第十章，谭光杰编写第十一章，张晓健编写第十二章，刘礼领编写第十三章，曾吉文编写第十四章，阙金声、胡钧编写第十五章，贾宁、张希宏、赵红崴、刘志伟、湛川、卫瑞峰、陈亮编写第十六章，王洪播、何坤编写第十七章，闫晓君编写第十八章，胡昕编写第十九章，杨坤明编写第二十章。

本书可作为电力行业岩土工程勘察设计、施工、监理、检测等各阶段工作的工具书，也可作为其他行业从事岩土工程勘察设计专业工程技术人员及高等院校相关专业师生的参考书。

《岩土工程勘察设计》编写组

2019 年 1 月



目录

第二篇　岩土工程设计

第一篇

岩土工程勘察

第一章

岩土工程勘察基础

岩土工程勘察是指根据工程建设的要求，查明、分析、评价建设场地的地质、环境特征和岩土工程条件，编制岩土工程勘察文件的活动。

岩土工程勘察的目的主要是查明建设场地的工程地质条件，分析存在的地质问题，对建设场地、建（构）筑物地基等做出工程地质评价。

岩土工程勘察的任务是按照不同设计阶段的要求，正确反映建设场地的工程地质条件及岩土体工程性质，并结合工程设计、施工条件以及地基处理等工程的具体要求，进行技术论证和评价，提交处理岩土工程问题及解决问题的决策性具体建议，并提出地基基础、边坡等工程的设计准则和岩土工程施工的指导性意见，为设计、施工等提供依据，服务于工程建设的全过程。

在我国，水利水电工程、铁路工程、公路工程、港口码头等类别的工程勘察进行了专门的分类，编制了相应的国家或行业勘察规范、规程和技术标准等，通常这些工程的勘察称为工程地质勘察。一般，岩土工程勘察主要指工业建筑、民用建筑工程的勘察，勘察对象主体主要包括房屋建筑、工业建筑、学校楼舍、医院建筑、市政工程、管线及架空输电线路、岸边工程、边坡工程、基坑工程、地基处理等。

岩土工程勘察的内容和流程主要有工程地质调查和测绘、勘探及采取土试样、原位测试、室内试验、现场检验和检测，最终根据以上几种或全部手段，对建设场地工程地质条件进行定性或定量分析评价，编制满足不同阶段所需的成果报告文件。

第一节　岩土工程勘察技术准则和阶段划分

一、岩土工程勘察技术准则

电力工程建设项目岩土工程勘察的目的是根据各阶段经审核批准的勘察技术方案（勘察大纲），逐步查清电力工程建设项目所属工程场地的地质构造、岩土结构、岩土性质、地下水、不良地质作用等工程地质条件，并查清影响建设工程场地的人类活动影响，为岩土体整治和利用提供依据。

岩土工程勘察是电力工程建设的一个重要环节，勘察成果是电力工程建设项目岩土工程设计和施工等的重要依据。在进行岩土工程勘察时，应把握以下主要技术准则：

（1）各勘察阶段岩土工程勘察技术方案（勘察大纲）的编制首先要符合勘察任务书或委托书的技术要求，了解或收集不同电力工程建设项目建（构）筑物特点及地基基础设计意图，明确各勘察阶段的勘察目的和需要解决的岩土工程问题。在搜集分析已有资料的基础上，根据电力工程建设项目的实际情况进行现场踏勘调查。在对建设项目工程场地的工程地质条件取得基本认识的基础上，编制各勘察阶段有针对性的勘察技术方案（勘察大纲）。

（2）对地基基础方案或岩土利用与整治方案的分析评价，应以工程地质条件和岩土工程特性为依据，吸取电力行业类似建设工程及当地建筑经验，综合考虑不同建（构）筑物的荷载特点、结构类型、材料供应及施工条件等，经多种不同地基基础方案比较，推荐安全、可靠、经济、合理的地基基础方案，同时还要考虑建设场地环境保护的相关要求。

（3）电力工程建设项目岩土工程勘察提倡对拟采用的桩基础或地基处理方案等进行原体试验。原体试验可以检验不同岩土体整治效果、核实技术标准和施工条件的实用性，优化地基设计和地基处理整治方案。原体试验的试验区、试验地段和试验点的选取要有代表性。重要电力工程建设项目，在初步设计阶段，当需要进行地基处理方案比较及优化时，应进行原体试验。

（4）电力工程建设项目厂（站）区一般占地面积较大，架空输电线路路径较长，岩土参数的分析，要注意岩土参数的非均匀性与各向异性，以及岩土参数随工程环境变化而可能产生的变异。岩土参数宜通过不同的试验手段进行测试，并在综合分析的基础上提

供岩土性质指标推荐值。

（5）岩土工程分析与评价应注重理论与实际经验相结合，充分利用工程地质学、土力学、岩体力学、水文地质学、地基与基础等多学科知识，在定性与定量分析相结合的基础上进行。

（6）岩土工程勘察报告应在岩土工程分析与评价的基础上，提供岩土工程设计、施工等需要的岩土合理参数，对相应的岩土工程问题进行客观分析评价，特别应对地基基础方案和岩土工程治理方案等提出合理建议。

二、岩土工程勘察阶段划分及基本要求

依据电力工程建设项目的一般程序，通常情况下岩土工程勘察阶段的划分与对应的设计阶段相适应。

（1）火力发电厂岩土工程勘察一般分为初步可行性研究阶段勘察、可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察、施工图设计阶段勘察四个阶段。

（2）变电站（换流站）和架空输电线路岩土工程勘察一般分为可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察、施工图设计阶段勘察等三个阶段。

（3）对于火力发电厂生活附属建筑、厂外供（排）水明渠和管线以及简单场地的贮灰场，工程地质条件简单的一般输变电工程等，在建筑布置和路径塔基方案确定的条件下，可适当简化勘察阶段。当进行一次性勘察时，勘察成果应满足施工图设计阶段勘察深度要求。

（4）当电力工程建设场地工程地质条件十分复杂时，虽按规定要求进行了施工图设计阶段勘察，但勘察精度仍难满足设计和施工要求，或因设计方案、施工工艺方法变动需进行相应施工勘察时，应针对具体要求和存在的问题开展施工勘察。施工勘察是对于地质条件复杂或有特殊施工要求的建（构）筑物，需要在施工过程中进一步查明工程地质条件而进行的专项勘察。

（5）对岩溶发育程度为中等及以上的火力发电厂建设场地，必要时可进行施工勘察。火力发电厂建设场地施工勘察是对工程地质条件存在异常变化的地段进行查明或验证，提供岩溶处理意见和建议。在岩面起伏较大或球状风化发育的风化岩地段，若建（构）筑物采用嵌岩桩，桩基础施工前宜进行一柱（桩）一孔的施工勘察。

（6）对于火力发电厂的一级边坡工程应进行施工勘察。施工勘察应配合一级边坡工程的动态设计进行。一般情况下，对大型、复杂的边坡工程在施工时都要进行地质条件检验或地质编录，一方面核对地质资料，同时对边坡施工开挖进行指导，必要时还要做出地质预报。当勘察资料与边坡实际开挖情况有较大出入，并对边坡的设计或施工有影响时，应补充适量的勘探与测试工作。

第二节 地质基本概念

一、地貌单元类型

地貌是指地球表面在内、外地质营力作用的相互作用下产生的大小不等、千姿百态、成因复杂的地表形态。内力地质作用有地壳运动、岩浆作用、变质作用和地震作用，造成了地表的起伏，控制了海陆分布的轮廓及山地、高原、盆地和平原的地域配置，决定了地貌的构造格架；而外营力地质作用（流水、风力、太阳辐射能、大气和生物的生长和活动），通过多种方式，对地壳表层物质不断进行风化、剥蚀、搬运和堆积，从而形成了现代地面的各种形态。

地貌形态主要是由形状和坡度不同的地形面、地形线和地形点等形态基本要素构成一定几何形态特征的地表高低起伏。有的地貌形态易于识别，有的因自然和人为破坏而比较模糊。在野外和航空照片、卫星照片上识别和分析是研究地形地貌的主要定性方法。

电力工程建设项目特别是长距离的架空输电线路工程，会遇到多种地貌单元。常见的地貌单元类型可按表 1-1 划分。

表 1-1　常见地貌单元类型

<table>
<tr><th>成因类型</th><th colspan="3">地貌单元类型</th></tr>
<tr><td rowspan="12">构造、剥蚀</td><td rowspan="9">山地：海拔在 500m 以上的高地</td><td colspan="2">最高山：绝对高度大于 5000m，相对高度大于 1000m 的山</td></tr>
<tr><td rowspan="3">高山：海拔在 3500m 以上的山</td><td>高山</td></tr>
<tr><td>中高山</td></tr>
<tr><td>低高山</td></tr>
<tr><td rowspan="3">中山：海拔在 1000～3500m 的山</td><td>高中山</td></tr>
<tr><td>中山</td></tr>
<tr><td>低中山</td></tr>
<tr><td rowspan="2">低山：海拔低于 1000m 的山</td><td>中低山</td></tr>
<tr><td>低山</td></tr>
<tr><td colspan="3">丘陵：是指相对高度不超过 200m，表面形态起伏不大，坡度较缓，地面崎岖不平，由连绵不断的低矮山丘组成的地貌</td></tr>
<tr><td colspan="3">剥蚀残丘：是由剥蚀作用塑造形成的地貌，剥蚀作用不仅破坏地表面的岩石，而且改造了地表形态。原来的起伏山地，经长期风化作用后，可以变为波状起伏的丘陵</td></tr>
<tr><td colspan="3">剥蚀准平原：经长期侵蚀、剥蚀作用把地面夷平为起伏和缓近似平原的地貌形态</td></tr>
</table>

续表

成因类型	地貌单元类型	
大陆构造一侵蚀	构造平原：主要由地质构造作用造成的平原，一般指海成平原	
	黄土	黄土塬：为顶面平坦宽阔的黄土高地，又称黄土平台
		黄土梁：为长条状的黄土丘陵
		黄土峁：为沟谷分割的穹状或馒头状黄土丘
山麓斜坡堆积	洪积扇：由暂时性流水堆积成的扇形地貌	
	坡积裙：水流在遇到坡度减小、阻力加大或突然分散的情况下，它的动能不足以搬运所携全部泥沙，而将泥沙堆积下来，成片的坡积物围绕着坡麓分布，形似衣裙	
	山前平原：山前平原又叫冲洪积平原，位于山前地带，其沉积物为冲积物、洪积物。因河流出山进入平原，河流纵比降急剧减小而发生大量堆积，形成冲积扇，许多冲积扇联结而成洪积一冲积倾斜平原	
	山间凹地：被环绕的山地所包围而形成的堆积盆地，称为山间凹地	
河流侵蚀堆积	河谷	河床：河床是谷底河水经常流动的地方
		河漫滩：分布在河床两侧，经常受洪水淹没的浅滩称为河漫滩
		牛轭湖：牛轭湖是河流产生蛇曲的结果
		阶地：阶地是地壳上片、河流下切形成的地貌
	河间地块：河谷相互之间所隔开的广阔地段	
河流堆积	冲积平原：由河流沉积作用形成的平原地貌	
	河口三角洲：河流流入湖泊或其他河流时，因流速减低，所携带泥沙大量沉积，逐渐发展成的冲积平原	
大陆停滞水堆积	湖泊平原：由湖泊堆积作用形成的平原	
	沼泽地：指长期受积水浸泡，水草茂密的泥泞地区	
海成	海岸：是在水面和陆地接触处，经波浪、潮汐、海流等作用下形成的滨水地带	
	海岸阶地：指由海蚀作用形成的海蚀平台或由海积作用形成的海滩，这些呈阶梯状的海蚀阶地和海积阶地，统称为海岸阶地	
	海岸平原：地势低平，向海缓缓倾斜的沿海地带	
岩溶（喀斯特）	岩溶盆地：是大型溶蚀洼地，又名坡立谷	
	峰林地形：峰丛、峰林、孤峰及溶丘总称峰林地形，它们是岩溶地区的正地形	
	石芽残丘：指突出于溶沟之间的石脊，是溶沟形成过程中的残余物	
	溶蚀准平原：岩溶盆地经过长期溶蚀作用，形成比较开阔的平原	

续表

成因类型	地貌单元类型	
风成	沙漠	石漠：是地表没有沉积物，主要由巨砾和裸露的基岩组成的地区
		沙漠：指地面完全被沙所覆盖、植物非常稀少、雨水稀少、空气干燥的荒芜地区
		泥漠：主要由细粒黏土、粉砂等泥质沉积物组成的荒漠
	风蚀盆地：是荒漠地区松散物质组成的干涸湖底，在长期风蚀作用下形成的凹地	
	砂丘：是由风堆积而成的小丘或小脊	

二、地质构造

地质构造是指地壳中的岩层在内、外动力地质作用下发生变形与变位而遗留下来的形态，从而形成诸如褶皱、节理、断层、劈理以及其他各种面状和线状构造。

地质构造可分为原生构造与次生构造。原生构造是指岩石在成岩过程中发育的构造（如玄武岩的流线和流面，沉积岩的层理和层面，变质岩的片理及片麻理定向排列等）；次生构造包括褶皱、断裂（断层、节理）、单斜等类型。

（一）沉积岩的原生构造

岩层厚度与层理特征是沉积岩的特征。

（1）根据沉积岩单层厚度，岩层厚度分类按表1-2划分。

表1-2　　沉积岩岩层厚度分类

岩层单层厚度 h（cm）	$h \leqslant 10$	$10<h \leqslant 50$	$50<h \leqslant 100$	$h>100$
岩层厚度分类名称	薄层	中厚层	厚层	巨厚层

（2）沉积岩层理特征分类按表1-3划分。

表1-3　　沉积岩层理特征分类

层理特征类型	形成过程	形成环境
水平层理	在沉积环境相当固定和稳定条件下形成	平静的沉积环境，如牛轭湖、海
波状层理	在两个或多个方向上的振荡运动环境中形成	湖泊浅水带、海湾或河漫滩
斜层理	在一个方向运动的沉积环境中形成	河流的三角洲、海岸的潮汐带
块状层理	物质在快速沉积过程中形成	浊流沉积环境，洪积或冰碛

（二）岩层的接触关系和产状

（1）岩层的产状要素由走向、倾向和倾角组成。

1）走向：岩层层面与水平面交线的方位角，称为岩层的走向，表示岩层在空间延伸的方向。

2）倾向：垂直走向顺倾斜面向下引出一条直线，此直线在水平面的投影的方位角，称为岩层的倾向，表示岩层在空间的倾斜方向。

3）倾角：岩层层面与水平面所夹的锐角，称为岩层的倾角，表示岩层在空间倾斜角度的大小。

（2）岩层的接触关系从成因特征上可分为整合和不整合两种基本类型，其中不整合又分为平行不整合（假整合）、角度不整合（斜交不整合）、假角度不整合，见表1-4。

表1-4　岩层的接触关系

岩层的接触关系		岩层的产状特征
整合		岩层在沉积时间上没有间断，形成连续的平行层理，各层的走向和倾向均一致
不整合	平行不整合（假整合）	沉积物在沉积过程中发生过间断，但层理彼此平行，在接触面上通常可见冲刷或风化痕迹，常有底砾岩分布
	角度不整合（斜交不整合）	较老的岩层经过构造运动发生褶曲与错动，再经长期侵蚀作用后，新的沉积物覆盖较老岩层上，新老岩层之间呈显著的角度切交现象
	假角度不整合	在平行不整合中，由于岩层自然的交错层理而呈现出角度不整合的假象

（三）褶皱

岩层受力后发生弯曲变形，使岩石中原来近于平直的面变成了一系列波状的曲面而表现出来的形态称为褶皱。褶皱分为背斜和向斜两种基本类型。

（1）背斜。由于风化剥蚀的破坏，褶皱上凸部分风化掉以后，同一水平面上，核心部位岩层较老，外侧两翼岩层较新。背斜因其拱形结构，受力均匀，隧道、铁路等对地质要求较高的工程多在背斜选址。背斜岩层的走向呈天然拱形，结构稳定，不易储存地下水，便于施工。

（2）向斜。核心部位岩层较新，外侧两翼岩层较老。因为向斜岩层向下弯曲，受力集中于中心，同一平面上各点受力不均匀，不宜修建隧道等工程。向斜是良好的储水构造。

在野外选择垂直岩层走向的观测路线，可了解组成褶皱的全部地层、褶曲两翼及转折端形态特征等，这是查明褶皱构造的基本方法。如各地质年代的岩系呈有规律的对称重复出现，则必有向斜或背斜褶皱构造；再根据两翼岩层产状以及与轴面的关系等，即可进一步确定其褶皱类型。

褶皱的要素见表1-5。

表1-5　褶皱要素

褶皱要素	定义或描述	备注
核部	泛指褶皱中心部分的地层	
翼部	褶皱核部两侧的地层	
转折端	从一翼向另一翼过渡的地层	
枢纽	同一褶皱面上各最大弯曲点的连线	枢纽可以是直线、曲线、水平线或倾斜线
轴面	一个褶皱内部，各褶皱面枢纽连成的面	轴面可以是平面也可以是曲线，可以用走向、倾向和倾角来描述
轴迹	轴面与地面或任一平面的交线	

位于褶皱翼部的建设工程场地，应特别重视岩层的倾向和倾角的大小，岩层的倾向和倾角对建筑边坡和地基的稳定性具有影响作用。

（四）裂隙

没有明显位移的断裂称为裂隙，又称节理。通常把岩体中产生的无明显位移的裂缝称为裂隙。裂隙是一种较小型的构造，总是发育在其他构造之上。

裂隙的主要分类见表1-6。

表1-6　裂隙的主要分类

裂隙的分类依据	裂隙分类名称
成因	原生裂隙
	次生裂隙
力的来源	构造裂隙
	非构造裂隙
按力学性质	剪裂隙
	张裂隙
按张开程度	宽张裂隙（缝宽大于5mm）
	张开裂隙（缝宽3～5mm）
	微张裂隙（缝宽1～3mm）
	闭合裂隙（缝宽小于1mm）

与工程建设场地相关性较强的有剪裂隙和张裂隙两类。

（1）剪裂隙。指在地质应力作用下，剪应力达到或超过岩石抗剪强度时发生的两组共轭剪切的破裂面。剪裂隙产状较稳定，延伸较远，裂隙面较平直光滑，有时有由剪切滑动产生的擦痕。当未被矿物填充时一般是闭合的，如被填充，则脉宽较均匀。发育于砾岩和砂岩的剪裂隙一般都穿切砾石等粒状物。典型的剪裂隙常组成共轭X型，常构成剪裂隙密集带。

（2）张裂隙。由张应力形成的裂缝。产状不稳定，延伸距离较短，常成组出现。裂隙面较粗糙、不平整、无擦痕。裂隙两壁常张开被矿脉所填充，脉宽变化较大，很少构成裂隙密集带。在砾岩或砂岩中发育的张裂隙裂缝常常绕过砾石、结核或粗砂粒，其裂缝面明显凹凸不平或弯曲。

岩石裂隙的发育程度直接影响岩体的完整性。

（五）断层与断裂带

断层是地壳受力发生断裂，沿破裂面两侧岩块发生显著相对位移的构造。断层的规模大小不等，通常由许多断层组成的，称为断裂带。

1. 断层的几何要素

断层的几何要素包括断层本身的基本组成部分，以及与描述断层空间位置和运动性质有关的具有几何意义的要素。断层的主要几何要素见表 1-7。

表 1-7　　断层的主要几何要素

断层的几何要素	定义
断层面	将岩层断开分成两部分，断开的岩层顺其滑动的破裂面
断层带	一系列断层面或次级断层组成的带
断层线	断层面与地面的交线
断盘	沿断层面两侧发生位移的岩层。如果断层面是倾斜的，位于断层面上侧的称为上盘，位于下侧的称为下盘

2. 断层的分类

按断层两盘相对运动关系，断层的分类见表 1-8。

表 1-8　　断层的分类

按断层两盘相对运动关系分类	断层特征描述
正断层	断层上盘沿断层面相对向下滑动。断层面产状一般较陡，大多在 45°以上，多为 60°～70°。断层带内岩石破碎相对不太强烈，角砾岩多带棱角，超碎裂岩较不发育，通常没有强烈挤压形成的复杂小褶皱
逆断层	断层上盘沿断层面相对向上滑动。倾角大于 45°的又称为高角度逆断层；小于 45°的又称为低角度逆断层。位移距离很大的低角度逆断层又称为逆冲断层
平移断层	断层两盘基本沿断层面走向相对滑动。断层面一般陡峻以至直立，剪裂破碎现象强烈

3. 断层的野外识别

野外认识断层及其性质的主要标志如下：

（1）地层、岩脉、矿脉等地质体在平面或剖面上突然中断或错开。

（2）地层的重复或缺失，这是断层走向与地层走向大致平行的正断层或逆断层常见的一种现象，在断层倾向与地层倾向相反，或二者倾向相同但断层倾角小于地层倾角的情况下，地层重复表明为正断层，地层缺失则为逆断层。

（3）擦痕是断层面上两盘岩石相互摩擦留下的痕迹，可用来鉴别两盘运动方向进而确定断层性质。

（4）牵引构造是断层运动时断层近旁岩层受到拖曳造成的局部弧形弯曲，其凸出的方向大体指示了所在盘的相对运动方向。

（5）由断层两盘岩石碎块构成的断层角砾岩、断层运动碾磨成粉末状断层泥等的出现表明该处存在断层。

（6）此外还可根据地貌特征（如错断山脊、断层陡崖、水系突然改向）来识别断层的存在。

断层的野外识别见表 1-9。

表 1-9　　断层的野外识别

识别依据	标志	形成机理和特征描述
地貌	断层崖	断层两盘相对滑动，形成陡崖
	断层三角面	断层崖受到与崖面垂直方向的水流的侵蚀切割，形成沿断层面分布的一系列三角形陡崖
	错断的山脊	断层两盘相对平移产生
	山岭和平原的突变	横切山岭走向的平原与山岭的接触带往往是一条较大的断裂
	串珠状湖泊洼地	主要由断层引起的断陷形成，往往是大断层存在的标志
	泉水的带状分布	泉水沿断层出露
	水系特点	河流的急剧转向，错断的河谷等
构造	线状或面状地质体顺其走向突然中断或被错移，不再连续	线状或面状地质体有地层、矿层、岩脉等
	构造强化	岩层产状急变，节理化劈理化带的突然出现，小褶皱急剧增加以及挤压破碎现象和各种擦痕，构造透镜体的出现等
地层	重复或缺失	一套顺序排列的地层，地层层序中一层或数层的缺失或重复

4. 断层的实践工程意义

（1）沿断裂面往往发育成泉水湖泊，并易诱发地质灾害。断层处不宜兴建重要的电力工程建设项目。

（2）地震是地球内部物质运动的结果。这种运动反映在地壳上，使得地壳产生破裂，促成了断层的生成、发育和活动。“有地震必有断层，有断层必有地震”，断层活动诱发了地震，地震发生又促成了断层

的生成与发育，因此地震与断层有密切联系。

（3）断层从较小的破裂一直到上千公里的断裂带，有各种不同的尺度和深度，断裂带是多条断层的聚合带。

（4）与地震有联系的断层是活动断层，过去虽运动但如今稳定的断层叫休眠断层，或称为“死”断层。

（六）活动断裂

活动断裂在工程地震领域系指晚更新世（十万年）以来有过活动且将来有可能再度活动的断裂。

全新活动断裂为在全新地质时期（一万年）内有过地震活动，或近期正在活动，在今后一百年可能继续活动的断裂；全新活动断裂中、近期（近500年来）发生过地震震级 $M \geqslant 5$ 级的断裂，或今后100年内，可能发生 $M \geqslant 5$ 级的断裂，可定为发震断裂。

非全新活动断裂为一万年以前活动过，一万年以来没有发生过活动的断裂。

对于一般工程则只考虑全新世（一万年）以来活动过的断裂，火力发电厂和变电站工程在分析评价厂（站或场）址稳定性主要考虑全新活动断裂。

全新活动断裂对工程建筑的影响主要体现在两个方面：

（1）活动断裂的蠕动位移对建（构）筑物有直接影响，活动断裂常具有水平及垂直移动，如果建（构）筑物跨越这种部位，就会被拉裂，发生变形破坏。

（2）活动断裂发震对附近（一定范围）内的建（构）筑物造成破坏。

断层活动性的鉴定，一般利用联合地质剖面图提供的各种信息，确定上断点埋深、上断点上覆地层年代和不同地层层位的垂直位移值。活动断层的判定一般需要有两个以上的可靠观测点或观测剖面资料为依据，每个观测点或观测剖面的有效年龄数据一般不少于两个。活动断裂最新活动时代，一般依据断层切割的最年轻地层或地貌面的年龄，上覆最老的未变形的第四纪地层或地貌面的年龄确定。

活动断层的鉴定结果，需明确区分前第四纪断层、早中更新世断层和活动断层（全新世断层、晚更新世断层），以及全新活动断层。断层鉴定的结果需给出断层的几何结构、活动性质、不同时期位移量和滑动速率等参数。

三、岩体结构

岩体是由地质结构面和形状、大小不同的岩石结构体聚合而成，赋存在一定的地应力、水环境和温度环境中的地质体。岩体结构是岩体内结构面和结构体的排列组合形式。

（一）结构面和结构体

1. 结构面

岩体经受各种地质作用，形成具有不同特性的地质界面，称为结构面，包括：

（1）原生结构面，如沉积结构面、火成结构面和变质结构面。

（2）构造结构面，如断层、裂隙和劈理和次生结构面，如风化裂隙、卸荷裂隙和夹泥层等。

结构面中的不连续面大到断层，小到裂隙和细微裂隙。小的裂隙或细微裂隙对岩体强度的影响在岩块强度中考虑。宽度很大、对岩体强度有重大影响的结构面应单独考虑。其余结构面则在岩体强度中考虑。

2. 结构体

结构体是由各种不同产状的结构面将岩体切割而成的单元体。结构面将岩体分割成形态不一、大小不等的岩块。

（二）岩体结构类型及特征

岩体结构类型及特征分类见表1-10。

表1-10 岩体结构类型及特征分类

岩体结构类型	岩体地质类型	结构体形状	结构面发育情况	岩土工程特征	可能发生的岩土工程问题
整体状结构	巨块状岩浆岩、变质岩、巨厚层沉积岩	巨块状	以层面和原生构造裂隙为主，多呈闭合型，间距大于1.5m，一般为1～2组，无结构面组成的危岩	岩体强度高、岩体稳定，可视为均质弹性各向同性体	局部滑动或坍塌，深埋洞室可能发生岩爆
块状结构	厚层状沉积岩，块状岩浆岩和变质岩	块状、柱状	有少量的贯通性裂隙，结构面间距0.7～1.5m，一般发育2～3组，有少量分离体	结构体互相牵制，岩体基本稳定，接近弹性各向同性体	
层状结构	多韵律的薄层、中厚层状沉积岩、副变质岩	层状、板状	有层理、片理、裂隙，但以风化裂隙为主，常有层间错动	强度和变形受层面控制。岩体接近均一的各向异性体，稳定性较好	可沿结构面滑塌。沿结构面可产生塑性变形

续表

岩体结构类型	岩体地质类型	结构体形状	结构面发育情况	岩土工程特征	可能发生的岩土工程问题
碎裂状结构	结构影响严重的破碎岩层	碎块状	断层、裂隙、片理、层理发育，结构面间距 0.25～0.50m，一般有3组以上，有许多分离体	整体强度很低，稳定性差。受软弱结构面控制，多呈弹塑性体	易发生规模较大的岩体失稳。地下水活动可能加剧岩体失稳
散体结构	断层破碎带、强风化及全风化带	碎屑状	构造和风化裂隙密集，结构面错综复杂，多充填黏性土，形成无序小块和碎屑	完整性、稳定性极差，接近松散介质。呈各向同性的黏弹塑性体	

四、岩土分类

（一）岩石分类

1. 按成因分类

按岩石的成因，分为岩浆岩（又称火成岩）、沉积岩和变质岩三大类。

（1）岩浆在向地表上升过程中，由于热量散失，逐渐分异等作用冷凝而成岩浆岩。在地表以下冷凝的，称为侵入岩；喷出地表冷凝的称为喷出岩。侵入岩按距离地表的深浅程度又分为深成岩和浅成岩。

（2）沉积岩是由岩石、矿物在内外力作用下破碎成碎屑物质后，再经水流、风吹和冰川等的搬运，堆积在大陆低洼地带或海洋，再经胶结、压密等成岩作用而成的岩石。沉积岩的主要特征是具有层理。

（3）变质岩是岩浆岩或沉积岩在高温、高压或其他因素作用下，经变质所形成的岩石。

2. 按风化程度分类

岩石按风化程度划分见表 1-11。岩石风化程度，除按表列野外特征和定量指标划分外，也可根据当地经验划分。

表 1-11　　岩石按风化程度分类

风化程度	野外特征	风化程度参数指标	
		波速比 K_v	风化系数 K_f
未风化	岩质新鲜，偶见风化痕迹	0.9～1.0	0.9～1.0
微风化	结构基本未变，仅节理面有渲染或略有变色，有少量风化裂隙	0.8～0.9	0.8～0.9
中等风化	结构部分破坏，沿节理面有次生矿物、风化裂隙发育，岩体被切割成岩块。用镐难挖，岩芯钻方可钻进	0.6～0.8	0.4～0.8
强风化	结构大部分破坏，矿物成分显著变化，风化裂隙很发育，岩体破碎，用镐可挖，干钻不易钻进	0.4～0.6	＜ 0.4
全风化	结构基本破坏，但尚可辨认，有残余结构强度，可用镐挖，干钻可钻进	0.2～0.4	—

注　1. K_v为风化岩石与新鲜岩石压缩波速度之比；
　　2. K_f为风化岩石与新鲜岩石饱和单轴抗压强度之比。

岩石的风化程度，可采用标准贯入试验击数 N 划分。

$N \geqslant 50$ 为强风化

$50 > N \geqslant 30$ 为全风化

$N < 30$ 为残积土

泥岩和半成岩，工程中可不进行风化程度划分。

3. 按坚硬程度分类

（1）定量分类。岩石坚硬程度按饱和单轴抗压强度 f_r 定量分类，见表 1-12。当无法取得饱和单轴抗压强度数据时，可用点载荷试验强度换算，换算方法按 GB 50218《工程岩体分级标准》执行。当岩体完整程度为极破碎时，可不进行坚硬程度分类。

表 1-12　　岩石按坚硬程度分类

岩石坚硬程度	坚硬岩	较硬岩	较软岩	软岩	极软岩
饱和单轴抗压强度（MPa）	$f_r>60$	$60 \geqslant f_r > 30$	$30 \geqslant f_r > 15$	$15 \geqslant f_r > 5$	$f_r \leqslant 5$

（2）定性分类。岩石坚硬程度定性划分，见表 1-13。

表 1-13　　岩石按坚硬程度分类

坚硬程度		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	坚硬岩	锤击声清脆，有回弹，震手，难击碎，基本无吸水反应	未风化～微风化的花岗岩、闪长岩、辉绿岩、玄武岩、安山岩、片麻岩、石英岩、石英砂岩、硅质砾岩、硅质石灰岩等

续表

坚硬程度		定性鉴定	代表性岩石
硬质岩	较硬岩	锤击声较清脆，有轻微回弹，稍震手，较难击碎，有轻微吸水反应	（1）微风化的坚硬岩。 （2）未风化～微风化的大理岩、板岩、石灰岩、白云岩、钙质砂岩等
软质岩	较软岩	锤击声不清脆，无回弹，较易击碎，浸水后指甲可刻出印痕	（1）中等风化～强风化的坚硬岩或较硬岩。 （2）未风化～微风化的凝灰岩、千枚岩、泥灰岩、砂质泥岩等
	软岩	锤击声哑，无回弹，有凹痕，易击碎，浸水后手可掰开	（1）强风化的坚硬岩或较硬岩。 （2）中等风化～强风化的较软岩。 （3）未风化～微风化的页岩、泥岩、泥质砂岩等
极软岩		锤击声哑，无回弹，有较深凹痕，手可捏碎，浸水后可捏成团	（1）全风化的各种岩石。 （2）各种半成岩

4. 岩体按完整程度分类

（1）定量划分。根据岩体完整性指数 K_v，对岩体完整程度的定量划分见表 1-14。岩体完整性指数 K_v 为岩体压缩波速度与岩石压缩波速之比的平方。

表 1-14　　岩体完整程度分类

岩体完整性指数（K_v）	>0.75	0.75～0.55	0.55～0.35	0.35～0.15	<0.15
完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎

（2）定性划分。岩体完整程度的定性划分见表 1-15。表中平均间距指主要结构面（1～2 组）间距的平均值。

表 1-15　　岩体完整程度的定性分类

完整程度	结构面发育程度组数（组）		主要结构面平均间距（m）	主要结构面类型的结合程度	相应结构类型
完整	1～2	>1.0	结合好或结合一般	裂隙、层面	整体状或巨厚层状结构
较完整	1～2	>1.0	结合差	裂隙、层面	块状或厚层状结构
	2～3	1.0～0.4	结合好或结合一般		块状结构
较破碎	2～3	1.0～0.4	结合差	裂隙、层面、小断层	裂隙块状或中厚层状结构
较破碎	≥3	0.4～0.2	结合好	裂隙、层面、小断层	镶嵌碎裂结构
			结合一般		中、薄层状结构
破碎	≥3	0.4～0.2	结合差	各种类型结构面	裂隙块状结构
		≤0.2	结合一般或结合差		碎裂状结构
极破碎	无序	—	结合很差	—	散体状结构

5. 岩体基本质量等级分类

岩体基本质量等级分类见表 1-16。

表 1-16　　岩体基本质量等级分类

坚硬程度＼完整程度	完整	较完整	较破碎	破碎	极破碎
坚硬岩	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅴ
较硬岩	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ
较软岩	Ⅲ	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅴ
软岩	Ⅳ	Ⅳ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ
极软岩	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ	Ⅴ

6. 岩石按软化程度分类

岩石按软化系数 K_R 可分为软化岩石和不软化岩石。

当软化系数 K_R 值小于或等于 0.75 时，为软化岩石；当软化系数 K_R 大于 0.75 时，为不软化岩石。

7. 岩体按岩石质量指标（RQD）分类

岩体按岩石质量指标（RQD）分类见表 1-17。RQD 指用直径为 75mm 金刚石钻头和二重岩芯管在岩石中钻进，连续取芯，回次钻进所取岩芯中，长度大于 10cm 的岩芯段长度之和与该回次进尺之比。

表 1-17　　岩体按岩石质量指标（RQD）分类

岩体分类	RQD（%）
好	>90
较好	75～90
较差	50～75
差	25～50
极差	<25

8. 其他分类

当岩石具有特殊成分、特殊结构或特殊性质时，应定为特殊性岩石，如易溶性岩石、膨胀性岩石、崩解性岩石、盐渍化岩石等。

（二）土的分类

土分为一般土和特殊土两类。

（1）按沉积时代划分，晚更新世 Q_3 及其以前沉积的土，为老沉积土，一般具有较高的强度和较低的压缩性。第四纪全新世中近期沉积的土，为新近沉积土，强度一般较低，压缩性高。

（2）按地质成因划分，分为残积土、坡积土、洪积土、冲积土、淤积土、冰积土和风积土等。

一般土按颗粒级配、形状和塑性指数分类见表1-18。塑性指数应由相应于76g圆锥仪沉入土中深度为10mm时测定的液限计算而得。特殊性土的分类见表1-19。按有机质含量分类见表1-20，有机质含量 w_u 按灼失量试验确定。

表1-18 按颗粒级配、形状和塑性指数分类

类别	土的名称	颗粒级配、形状和塑性指数	
碎石土	漂石	圆形及亚圆形为主	粒径大于200mm的颗粒质量超过总质量50%
	块石	棱角形为主	
	卵石	圆形及亚圆形为主	粒径大于20mm的颗粒质量超过总质量50%
	碎石	棱角形为主	
	圆砾	圆形及亚圆形为主	粒径大于2mm的颗粒质量超过总质量50%
	角砾	棱角形为主	
砂土	砾砂	粒径大于2mm的颗粒质量占总质量25%～50%	
	粗砂	粒径大于0.5mm的颗粒质量超过总质量50%	
	中砂	粒径大于0.25mm的颗粒质量超过总质量50%	
	细砂	粒径大于0.075mm的颗粒质量超过总质量85%	
	粉砂	粒径大于0.075mm的颗粒质量超过总质量50%	
粉土		粒径大于0.075mm的颗粒质量不超过总质量的50%，且塑性指数等于或小于10	
黏性土	粉质黏土	塑性指数大于10，且小于或等于17	
	黏土	塑性指数大于17	

表1-19 特殊性土的分类

名称		特征
湿陷性土	湿陷性黄土	具有湿陷性的黄土
	其他湿陷性土	干旱和半干旱地区除黄土以外的湿陷性碎石土、湿陷性砂土和其他湿陷性土
红黏土	原生红黏土	棕红或褐黄色，覆盖于碳酸盐岩系之上，液限大于或等于50%
	次生红黏土	原生红黏土经搬运、沉积后仍保留其基本特征，且其液限大于45%的黏土
软土		天然孔隙比大于或等于1.0，且天然含水量大于液限的细粒土，包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土等
混合土	粗粒混合土	碎石土中粒径小于0.075mm的细粒土质量超过总质量的25%
	细粒混合土	粉土或黏性土中粒径大于2mm的粗粒土质量超过总质量的25%
填土	素填土	由碎石土、砂土、粉土和黏性土等一种或几种材料组成，不含杂物或含杂物很少
	杂填土	含有大量建筑垃圾、工业废料或生活垃圾等杂物
多年冻土		含有固态水，且冻结状态持续二年或二年以上
膨胀土		富含亲水矿物，吸水显著膨胀、软化、崩解，失水急剧收缩开裂，能往复胀缩变形的黏性土
盐渍岩土		易溶盐含量大于或等于0.3%，并具有溶陷或盐胀等工程特性的岩土
风化岩和残积土	风化岩	在风化营力作用下，其结构、成分和性质已产生不同程度变异的岩石
	残积土	已完全风化成土而未经搬运的岩石
污染土		由于致污物质的侵入，使土的成分、结构和性质发生了显著变异的土

表1-20 按有机质含量分类

分类名称	有机质含量 w_u（%）	现场鉴别特征	说明
有机质土	$5\% \leqslant w_u \leqslant 10\%$	深灰色，有光泽，味臭，除腐殖质外尚含少量未完全分解的动植物体，浸水后水面出现气泡，干燥后体积收缩	1. 如现场能鉴别或有地区经验时，可不做有机质含测量定； 2. 当 $w>w_L$，$1.0 \leqslant e<1.5$ 时称淤泥质土； 3. 当 $w>w_L$，$e \geqslant 1.5$ 时称淤泥
泥炭质土	$10\%<w_u \leqslant 60\%$	深灰或黑色，有腥臭味，能看到未完全分解的植物结构，浸水体胀，易崩解，有植物残渣浮于水中，干缩现象明显	可根据地区特点和需要按 w_u 细分为： 弱泥炭质土（$10\%<w_u \leqslant 25\%$） 中泥炭质土（$25\%<w_u \leqslant 40\%$） 强泥炭质土（$40\%<w_u \leqslant 60\%$）

续表

分类名称	有机质含量 w_u（%）	现场鉴别特征	说明
泥炭	w_u>60%	除有泥炭质土特征外，结构松散，土质很轻，暗无光泽，干缩现象极为明显	

按液性指数对黏性土状态进行分类见表1-21。按压缩系数和压缩模量对黏性土压缩性分类见表1-22。按含水量对粉土湿度进行分类见表1-23。按孔隙比对粉土密实度进行分类见表1-24。

表1-21　按液性指数对黏性土状态进行分类

状态分类	坚硬	硬塑	可塑	软塑	流塑
液性指数 I_L	$I_L \leqslant 0$	$0 < I_L \leqslant 0.25$	$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	$0.75 < I_L \leqslant 1.0$	$I_L > 1.0$

表1-22　按压缩系数和压缩模量对黏性土压缩性分类

分类	指标	
	压缩系数 a_{1-2}（MPa^{-1}）	压缩模量 E_{s1-2}（MPa）
高压缩性	$a_{1-2} \geqslant 0.5$	$E_{s1-2} \leqslant 5$
中等压缩性	$0.5 > a_{1-2} \geqslant 0.1$	$5 < E_{s1-2} \leqslant 15$
低压缩性	$a_{1-2} < 0.1$	$E_{s1-2} > 15$

表1-23　按含水量对粉土湿度进行分类

含水量 w（%）	湿度
$w < 20$	稍湿
$20 \leqslant w \leqslant 30$	湿
$w > 30$	很湿

表1-24　按孔隙比对粉土密实度进行分类

孔隙比 e	密实度
$e < 0.75$	密实
$0.75 \leqslant e \leqslant 0.90$	中密
$e > 0.90$	稍密

根据标准贯入试验锤击数实测值 N，砂土的密实度可划分为密实、中密、稍密和松散。分类见表1-25。

表1-25　砂土密实度分类

标准贯入试验锤击数 N	密实度	标准贯入试验锤击数 N	密实度
$N \leqslant 10$	松散	$15 < N \leqslant 30$	中密
$10 < N \leqslant 15$	稍密	$N > 30$	密实

对于平均粒径小于或等于50mm，且最大粒径小于100mm的碎石土，根据重型圆锥动力触探试验锤击数确定碎石土的密实度按表1-26进行。对于平均粒径大于50mm，或最大粒径大于100mm的碎石土，可采用超重型圆锥动力触探试验锤击数按表1-27确定密实度。表1-26和表1-27中的 $N_{63.5}$ 和 N_{120} 应进行杆长修正。

表1-26　碎石土密实度按 $N_{63.5}$ 分类

重型动力触探试验锤击数 $N_{63.5}$	密实度	重型动力触探试验锤击数 $N_{63.5}$	密实度
$N_{63.5} \leqslant 5$	松散	$10 < N_{63.5} \leqslant 20$	中密
$5 < N_{63.5} \leqslant 10$	稍密	$N_{63.5} > 20$	密实

表1-27　碎石土密实度按 N_{120} 分类

超重型动力触探试验锤击数 N_{120}	密实度	超重型动力触探试验锤击数 N_{120}	密实度
$N_{120} \leqslant 3$	松散	$11 < N_{120} \leqslant 14$	密实
$3 < N_{120} \leqslant 6$	稍密	$N_{120} > 14$	很密
$6 < N_{120} \leqslant 11$	中密		

五、土的野外鉴别

土的野外描述是对地层岩性进行定性分类，并记录其状态和特征，属于第一手资料。通常描述的主要内容有颜色、状态（密实度、湿度）、包含物、矿物成分、颗粒级配、光泽反应、摇振反应、结构及层理特征等。

黏性土、粉土的野外观察鉴别见表1-28。砂土的野外观察鉴别见表1-29。新近沉积土的野外观察鉴别见表1-30。碎石土密实度的野外鉴别见表1-31。

表1-28　黏性土、粉土的野外观察鉴别

鉴别方法 类别	湿土			干土性质
	手捻感觉	黏着程度	搓条	
黏土	感觉不到颗粒的存在。有滑腻感，极易黏手	极易黏着物体，包括金属和玻璃表面，干燥后不易剥去，用水反复洗才能去掉	能搓成直径小于0.5mm的土条，长度不短于手掌，手提一端不易断裂	坚硬，用锤方可打碎，不易击成粉末
粉质黏土	稍有滑腻感，有黏滞感，细捻有少量细颗粒	能黏着物体，干燥后较易剥掉	能搓成直径0.5～2mm的土条	用锤易击碎，用手难捏碎

续表

鉴别方法 类别	湿土			干土性质
	手捻感觉	黏着程度	搓条	
粉土	有轻微黏滞感或无黏滞感，感觉有细颗粒或感觉粗糙	一般不黏着物体，干燥后一碰即掉	能搓成直径2～3mm的土条	用手很易捏碎

表1-29　　砂土类别的野外观察鉴别

砂土类别	鉴别特征			
	颗粒粗细	干燥时状态	湿润时用手拍后的状态	黏着感
砾砂	25%以上的颗粒粒径大于2mm	颗粒完全分散	表面无变化	无黏着感
粗砂	50%以上颗粒粒径大于0.5mm	颗粒基本完全分散，个别胶结	表面无变化	无黏着感
中砂	50%以上颗粒粒径大于0.25mm	颗粒基本分散，部分胶结，胶结部分一碰即散	表面偶有水印	无黏着感
细砂	85%以上颗粒可辨认，颗粒粒径大于0.075mm	颗粒大部分分散，少量胶结，胶结部分一碰即散	表面有水印	偶有轻微黏着感
粉砂	50%以上颗粒可辨认，颗粒粒径大于0.075mm	颗粒少部分分散，大部分胶结，稍压即散	表面光亮	有轻微黏着感

表1-30　　新近沉积土的野外观察鉴别

沉积地貌	颜色	含有物
河漫滩、山前洪、冲积扇的表层、古河道，已填塞的湖、塘、沟、谷和河道泛滥区	较深而暗，呈褐、暗黄或灰色，含有有机质较多时带灰黑色	在完整的剖面中无粒状结核体，但可能含有贝壳、圆形及亚圆形钙质结核体，如姜结石等。在城镇附近可能含有少量经过冲洪积搬运的碎砖，瓦片、陶瓷、铜币或朽木等

表1-31　　碎石土密实度的野外鉴别

密实度	骨架颗粒含量和排列	可挖性	可钻性
松散	骨架颗粒间有细粒土填充，排列混乱，大部分不接触	锹可以挖掘，坑壁易坍塌，从坑壁取出大颗粒后，立即塌落	钻机进尺快，钻杆稍有跳动，孔壁易坍塌
中密	骨架颗粒交错排列，大部分直接接触	锹镐可挖掘，坑壁有掉块现象，从坑壁取出大颗粒后，周边能保持凹面形状	钻机进尺慢，钻杆跳动剧烈，孔壁有坍塌现象
密实	骨架交错排列，连续接触	锹镐挖掘困难。用撬棍方能松动，坑壁稳定	钻机进迟困难，钻杆跳动剧烈，孔壁较稳定

第三节　岩土的工程性质

一、土的工程性质

土的工程性质是在设计和建造各种工程建（构）筑物时所必须掌握的天然土体或填筑土料的工程特性。

不同类别的电力建设工程，对土的物理和力学性质的研究重点和深度都各自不同。对沉降限制严格的发电厂主要建（构）筑物等，需要详细掌握土和土层的压缩固结特性；天然斜坡或人工边坡工程，需要有可靠的土抗剪强度指标；当土作为填筑材料时，其粒径级配和压密击实性质是主要参数。

土的形成年代和成因对土的工程性质有很大影响，不同成因类型的土，其力学性质会有很大差别。各种特殊土（如黄土、软土、膨胀土、多年冻土、盐渍土和红黏土等）又各有其独特的工程性质。

（一）土的物理性质

土是由土颗粒、水和空气组成。土的物理性质直接反映土的松密、软硬等物理状态，也间接反映土的工程性质。土的松密和软硬程度主要取决于土的三相各自在数量上所占的比例。

土的物理指标可根据三个直接测定的物理性质试验，即天然密度试验、土粒比重试验和含水量试验所获得的指标进行测定。

直接测定的物理性质指标、物理意义及计算或获得方法见表1-32。间接获得的其他物理性质指标、物理意义及计算或获得方法见表1-33。

表1-32　直接测定的物理性质指标

适用土类	指标名称		符号	单位	定　义	计算式或获得方法
全部	天然密度		ρ_0	g/cm³	土的总质量与其体积之比	$\rho_0=\frac{m}{v}$
	土粒比重		G_s	—	土粒质量与同体积4℃时水的质量之比	$G_s=\frac{m_s}{v_s\rho_w}$，$\rho_w$为4℃时水的密度
	含水量		w	%	土中水的质量与土粒质量之比	$w=\frac{m_w}{m_s}\times100$
细粒土	可塑性指标	液限	w_L	%	土由可塑状态过渡到流动状态时的含水量	圆锥仪法、碟式液限仪法
		塑限	w_P	%	土由可塑状态过渡到半固体状态时的含水量	搓条法
	最大干密度		ρ_{dmax}	g/cm³	最优含水量对应的干密度	击实试验
	最优含水量		w_{op}	%	击实试验曲线上峰值干密度对应的含水量	击实试验
粗粒土	颗粒组成		—	—	颗粒按粒径大小分组所占的质量百分数	颗粒分析试验
	最大干密度		ρ_{dmax}	g/cm³	土在最紧密状态的干密度	击实试验
	最小干密度		ρ_{dmin}	g/cm³	土在最松散状态的干密度	注入法、量筒法

表1-33　间接获得的其他物理性质指标

适用土类	指标	符号	单位	定　义	计算公式
全部	重度	γ	kN/m³	土体所受重力与体积之比	$\gamma=g\rho$
	干密度	ρ_d	g/cm³	土粒质量与土体积之比	$\rho_d=\frac{\rho}{1+0.01w}$
	孔隙比	e	—	土中孔隙体积与土粒体积之比	$e=\frac{G_s\rho_w(1+0.01w)}{\rho}-1$
	孔隙率	n	%	土中孔隙体积与土总体积之比	$n=\frac{e}{1+e}\times100$
	饱和度	S_r	%	土中水的体积与土中孔隙体积之比	$S_r=\frac{wG_s}{e}$
细粒土	塑性指数	I_P	—	土呈可塑状态时含水量变化的范围，代表土的可塑程度	$I_P=w_L-w_P$
	液性指数	I_L	—	土抵抗外力的量度，其值越大，抵抗外力的能力越小	$I_L=\frac{w-w_P}{w_L-w_P}$
	含水比	u	—	土的天然含水量与液限含水量之比	$u=\frac{w}{w_L}$
粗粒土	界限粒径	d_{60}	mm	小于该粒径的颗粒占总质量的60%	从颗粒级配曲线上求得
	平均粒径	d_{50}	mm	小于该粒径的颗粒占总质量的50%	
	中间粒径	d_{30}	mm	小于该粒径的颗粒占总质量的30%	
	有效粒径	d_{10}	mm	小于该粒径的颗粒占总质量的10%	
	不均匀系数	C_u	—	土的颗粒组的分散程度指标	$C_u=\frac{d_{60}}{d_{10}}$
	曲率系数（级配系数）	C_c	—	表示某种中间粒径的粒组是否缺失的情况	$C_c=\frac{d_{30}}{d_{10}d_{60}}$

（二）土的静力学性质

土的静力学性质指标、物理意义及获得方法见表1-34。

表1-34 土的静力学性质指标、物理意义及获得方法

指标类别	名称	符号	单位	定义	获得方法
压缩性	压缩系数	α	MPa^{-1}	e–p曲线中某一压力区段的割线斜率	压缩试验
	压缩模量	E_s	MPa	在无侧向膨胀条件下，压缩时垂直压力增量与垂直应变增量的比值	
	体积压缩系数	m_v	MPa^{-1}	在无侧向膨胀条件下，土压缩时垂直应变增量与垂直压力增量之比	
	压缩指数	C_c	—	e–lg$p$曲线上直线部分的斜率	
	回弹指数	C_s	—	e–lg$p$曲线中卸载段和再加载段的平均斜率	
	次固结系数	C_a	—	s–lg$t$曲线上反弯点以后直线段的斜率与试验土样厚度的比值	
	先期固结压力	p_c	kPa	反映土层在地质历史形成过程中所承受的上覆土层自重压力或其他作用力	
固结特性	固结系数	C_v	cm^2/s	表征土的固结特性的指标	固结试验
强度特性	黏聚力	c	kPa	在以土的抗剪强度为纵坐标，以剪切面上的法向应力为横坐标的坐标系中，抗剪强度包线与纵坐标的截距	直剪试验或三轴压缩试验
	内摩擦角	φ	(°)	在以土的抗剪强度为纵坐标，以剪切面上的法向应力为横坐标的坐标系中，抗剪强度包线与横坐标轴的夹角	
	无侧限抗压强度	q_u	kPa	土试样在无侧向压力条件下抵抗轴向压力的极限强度	无侧限抗压强度试验
	灵敏度	S_t	—	原状土的无侧限抗压强度与其重塑土的无侧限抗压强度之比	无侧限抗压强度试验
	土的承载比	CBR	kPa	也称加州承载比，是路面基层和底层材料以及各种土料当贯入柱（ϕ50×100mm）贯入达到2.5（或5）mm时的单位压力，与标准荷载强度的比值	承载比试验
其他	孔隙水压力系数	A	—	土体在偏应力作用下，孔隙水压力增量与偏应力增量之比	三轴不排水试验
		B	—	土体在三向等应力作用下，孔隙水压力增量与应力增量之比	
	侧压力系数	ξ	—	轴向受力，无侧向变形条件下，侧向压力增量与轴向压力增量之比	压缩仪 三轴压缩仪
	泊松比	μ	—	土体在竖向应力作用下，侧向自由变形时产生的侧向应变与竖向应变之比	根据侧压力系数反算 $\mu=\frac{\xi}{1+\xi}$

（三）土的动力学性质

土的动力学性质指标、物理意义及获得方法见表1-35。

表1-35 土的动力学性质指标、物理意义及获得方法

名称	符号	单位	定义	获得方法
动弹性模量	E_d	kPa	土在周期荷载作用下动应力与动应变中可恢复部分（即弹性变形部分）之比	动三轴试验
动剪切模量	G_d	kPa	动荷载作用下，土的剪切模量	波速法，共振柱试验

续表

名　称	符号	单位	定　义	获得方法
阻尼比	D	—	材料阻率的一种量度	动三轴或共振柱试验
动强度	τ_d	kPa	一定振动循环次数下使试样产生破坏应变时的振动剪应力	动三轴，动单剪
抗液化强度	τ_l	kPa	土在一定振动次数作用下，产生液化所需要的动剪切应力幅	动三轴试验

二、岩石的力学性质

岩石的常用力学指标、物理意义及获得方法见表 1-36。

表 1-36　　岩 石 的 力 学 指 标

名称		符号	单位	定义	获得方法
抗压强度	饱和	R_b	MPa	饱和状态岩石试样在无侧限条件下，受轴向力作用破坏时，其单位横截面积上所受荷载	单轴抗压强度试验
	干	R_c		天然或风干状态岩石试样在无侧限条件下，受轴向力作用破坏时，其单位横截面积上所受荷载	
软化系数		K_R	—	饱和极限抗压强度与干极限抗压强度之比	单轴抗压强度试验
极限抗拉强度		R_t	MPa	单轴拉力作用下，破坏时的最大拉应力	抗拉强度试验
极限抗剪强度		E_t	MPa	在法向受力作用条件下，抵抗剪切破坏的能力	抗剪强度试验

三、土的经验数据

土的渗透系数的经验值见表 1-37。土的静止土压力系数和泊松比经验值见表 1-38。

表 1-37　　渗透系数经验值表

土类	渗透系数 k	
	cm/s	m/d
黏土	$<1.2\times10^{-6}$	$<1.0\times10^{-3}$
粉质黏土	$1.2\times10^{-6}\sim6.0\times10^{-5}$	$1.0\times10^{-3}\sim5.2\times10^{-2}$
黏质粉土	$6.0\times10^{-5}\sim6.0\times10^{-4}$	$5.2\times10^{-2}\sim5.2\times10^{-1}$
黄土	$3.0\times10^{-4}\sim6.0\times10^{-4}$	$2.6\times10^{-1}\sim5.2\times10^{-1}$
粉砂	$6.0\times10^{-4}\sim1.2\times10^{-3}$	$5.2\times10^{-1}\sim1.0$
细砂	$1.2\times10^{-3}\sim6.0\times10^{-3}$	1.0～5.2
中砂	$6.0\times10^{-3}\sim2.4\times10^{-2}$	5.2～21
粗砂	$2.4\times10^{-3}\sim6.0\times10^{-2}$	21～52
砾砂	$6.0\times10^{-2}\sim1.8\times10^{-1}$	52～150

表 1-38　　静止土压力系数和泊松比经验值

土的种类	状态	静止土压力系数 K_0	泊松比μ
碎石		0.18～0.33	0.15～0.25
砂		0.33～0.43	0.25～0.30
粉土		0.43	0.30
粉质黏土	坚硬	0.33	0.25
	可塑	0.43	0.30
	软塑～流塑	0.53	0.35
黏土	坚硬	0.33	0.25
	可塑	0.53	0.35
	软塑～流塑	0.72	0.40

土的物理力学性质指标平均值见表 1-39。表中粗砂和中砂的 E_s 值适用于不均匀系数 C_u=3 时，当 C_u>5 时应按表中所列值减少 2/3，C_u 值为中间值时 E_s 按内插法确定。表中强度指标用于地基稳定计算时，黏聚力 c 和内摩擦角φ应小于表中指标。

不同成因黏性土的有关物理力学性质指标范围值见表 1-40。

表 1-39 土的物理力学性质指标平均值

土类		密度 ρ（g/cm^3）	天然含水量 w（%）	孔隙比 e	塑限 w_P（%）	比重 G_s	黏聚力 c（kPa）	内摩擦角 φ（°）	压缩模量 E_s（MPa）
砂土	粗砂	2.05	15～18	0.4～0.5		2.65	0	42	46
		1.95	19～22	0.5～0.6			0	40	40
		1.90	23～25	0.6～0.7			0	38	33
	中砂	2.05	15～18	0.4～0.5			0	40	46
		1.95	19～22	0.5～0.6			0	38	40
		1.90	23～25	0.6～0.7			0	35	33
	细砂	2.05	15～18	0.4～0.5			0	38	37
		1.95	19～22	0.5～0.6			0	36	28
		1.90	23～25	0.6～0.7			0	32	24
	粉砂	2.05	15～18	0.5～0.6			5	36	14
		1.95	19～22	0.6～0.7			3	34	12
		1.90	23～25	0.7～0.8			2	28	10
粉土		2.10	15～18	0.4～0.5	<9.4	2.70	6	30	18
		2.00	19～22	0.5～0.6			5	28	14
		1.95	12～25	0.6～0.7			2	27	11
		2.10	15～18	0.4～0.5	9.5～12.4		7	25	23
		2.00	19～22	0.5～0.6			5	24	16
		1.95	23～25	0.6～0.7			3	23	13
黏性土	粉质黏土	2.10	15～18	0.4～0.5	12.5～15.4	2.71	25	24	45
		2.00	19～22	0.5～0.6			15	23	21
		1.95	23～25	0.6～0.7			10	22	15
		1.90	26～29	0.7～0.8			5	21	12
		2.00	19～22	0.5～0.6	15.5～18.4		35	22	39
		1.95	23～25	0.6～0.7			15	21	18
		1.90	26～29	0.7～0.8			10	20	15
		1.85	30～34	0.8～0.9			8	19	13
		1.80	35～40	0.9～1.0			5	18	8
		1.95	23～25	0.6～0.7	18.5～22.4		40	20	33
		1.90	26～29	0.7～0.8			25	19	19
		1.85	30～34	0.8～0.9			20	18	13
		1.80	35～40	0.9～1.0			10	17	9
	黏土	1.90	26～29	0.7～0.8	22.5～26.4	2.74	60	18	28
		1.85	30～34	0.8～0.9			30	17	16
		1.75	35～40	0.9～1.1			25	16	11
		1.85	30～34	0.8～0.9	26.5～30.4		65	16	24
		1.75	35～40	0.9～1.1			35	15	14

表 1-40　　不同成因黏性土的有关物理力学性质指标范围值

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="3">土类</th><th colspan="9">物理力学性质指标</th></tr>
<tr><th>孔隙比</th><th>液性指数</th><th>含水量</th><th>液限</th><th>塑性指数</th><th>承载力</th><th>压缩模量</th><th>黏聚力</th><th>内摩擦角</th></tr>
<tr><th>e</th><th>I_L</th><th>w（%）</th><th>w_L（%）</th><th>I_P（%）</th><th>f_{ak}（kPa）</th><th>E_s（MPa）</th><th>c（kPa）</th><th>φ（°）</th></tr>
<tr><td colspan="2">一般黏性土</td><td>0.55～1.0</td><td>0～1.0</td><td>15～30</td><td>25～45</td><td>5～20</td><td>100～450</td><td>4～15</td><td>10～50</td><td>15～22</td></tr>
<tr><td colspan="2">新近沉积黏性土</td><td>0.7～1.2</td><td>0.25～1.2</td><td>24～36</td><td>30～45</td><td>6～18</td><td>80～140</td><td>2～7.5</td><td>10～20</td><td>7～15</td></tr>
<tr><td rowspan="3">淤泥或淤泥质土</td><td>沿海</td><td rowspan="3">1.0～2.0</td><td rowspan="3">>1.00</td><td rowspan="3">36～70</td><td rowspan="3">30～65</td><td rowspan="3">10～25</td><td>40～100</td><td>1～5</td><td rowspan="3">5～15</td><td rowspan="3">4～10</td></tr>
<tr><td>内陆</td><td>50～110</td><td>2～5</td></tr>
<tr><td>山区</td><td>30～80</td><td>1～6</td></tr>
<tr><td colspan="2">云贵红黏土</td><td>1.0～1.9</td><td>0～0.4</td><td>30～50</td><td>50～90</td><td>>17</td><td>100～320</td><td>5～16</td><td>30～80</td><td>5～10</td></tr>
</table>

砂土不同状态密实指标经验值见表 1-41。

表 1-41　　砂土不同状态密实指标经验值

颗粒形状和成因	松散状态		密实状态	
	最大孔隙率	最大孔隙比	最小孔隙率	最小孔隙比
	n（%）	e_{max}	n（%）	e_{min}
棱角石英砂（d=0.25～0.70mm）	50.1	1	44	0.79
冲积砂（d=0.1～2.7mm）	41.6	0.71	33.9	0.51
风积砂丘砂	45.8	0.85	38.9	0.64
理论等粒径球状体	47.6	0.91	25.9	0.35

第二章

岩土工程勘察方法

岩土工程勘察方法通常包括工程地质测绘与调查、工程遥感、工程物探、钻探、井探与槽探、原位测试、室内试验等，其中钻探、井探与槽探的取样要满足相应等级要求。

第一节　工程地质测绘与调查

工程地质测绘与调查是岩土工程勘察的基础工作，一般在勘察的初期阶段进行。这一方法的本质是运用构造地质、工程地质理论，对地面的地质现象进行观察和描述，分析其性质和规律，并以此推断地质情况，为勘探、原位测试工作等其他勘察方法提供依据。

工程地质测绘与调查是认识建设场地工程地质条件最经济、最有效的方法，高质量的工程地质测绘与调查工作能相当准确地推断地质情况，有效地指导其他勘察方法。

电力工程建设项目岩土工程勘察中，在地形地貌和地质条件较复杂的建筑场地，应进行工程地质测绘；对中等复杂的建筑场地，可进行工程地质测绘或调查；对地形平坦、地质条件简单且较狭小的建筑场地，可进行工程地质调查。

工程地质测绘与调查一般在可行性研究阶段或初步设计阶段进行，在施工图设计阶段，可对某些专门地质问题进行补充工程地质测绘与调查。

一、目的和要求

（一）工程地质测绘与调查的目的

发电厂、变电站（换流站）等场地的工程地质测绘与调查的目的主要是：了解与研究建筑场地及其相邻有关建筑地段的地形地貌、地层岩性、地质构造、不良地质作用、地表水与地下水情况、当地的建筑经验及人类活动对地质环境造成的影响；结合区域地质资料，分析建筑场地的工程地质条件和存在的主要地质问题，为建筑场地的优选以及合理确定与布置勘探和原位测试工作提供可靠的依据。

架空输电线路工程的工程地质测绘与调查，在可行性研究阶段及初步设计阶段的目的主要是判定、分析架空输电线路路径的可行性、合理性；在施工图设计阶段的目的主要是针对塔基位置，分析塔基场地的稳定性、不良地质作用及工程地质条件。

（二）工程地质测绘与调查的条件和范围

1. 宜进行工程地质测绘与调查的条件

当拟建工程建设场地符合下列条件时，宜进行工程地质测绘与调查：

（1）工程建设场地处于低山、丘陵和山麓边缘地形起伏较大或有基岩多处出露。

（2）邻近江、河、湖、海，且存在两个以上地貌单元，或有多种不同时代或成因的地层岩性在地表出露。

（3）存在断裂构造、滑坡、高边坡、崩塌、岩溶土洞、地表塌陷和小煤窑洞穴等不良地质作用或有特殊性岩土的斜坡场地。

（4）山谷和围堤灰场的灰坝和灰库地段。

（5）架空输电线路工程中，存在不良地质作用及地质灾害发育、特殊性岩土分布的杆塔位置。

2. 需要工程地质测绘与调查的范围

（1）拟建厂址、变电站（换流站）的所有建（构）筑物场地。

（2）影响工程建设的不良地质作用分布范围及其生成发育地段。

（3）因工程建设引起的不良地质作用可能影响的范围。

（4）对查明工程地质条件有重要意义的建设场地邻近地段。

（5）架空输电线路沿线工程地质测绘与调查的宽度，应根据电压等级确定。特高压输电线路不宜小于200m，杆塔位置范围不宜小于100m×100m，测绘或调查的宽度应满足线路路径比选和工程设计的需要；其他等级线路可根据实际条件适当减少工程地质测绘与调查的沿线宽度和杆塔位置范围。

（6）工程地质条件特别复杂时，应适当扩大工程

地质测绘与调查范围。

（三）工程地质测绘与调查的要求与观测点布置、定位和记录

1. 工程地质测绘与调查的要求

（1）对岩石多处出露或地貌、地质条件较复杂的场地，应进行工程地质测绘。对工程地质条件较简单的场地，可采用现场踏勘调查。

（2）应搜集该区域较大比例尺的工程地质、水文地质、工程物探、地震地质、构造地质及矿产资源方面的资料。有条件时，尚应搜集航片（航空相片）与卫片（卫星遥感图像）的解译成果。

（3）应有与建筑场地工程地质测绘与调查精度要求相适应的地形图。

（4）引用遥感影像资料应得到实地工程地质测绘与调查的证实，并补充必要的地面工程地质测绘与调查工作。

2. 工程地质测绘比例尺的选择要求

测绘比例尺应依据勘察阶段、地质条件复杂程度和测绘目的来选择合适的比例尺。工程地质测绘比例尺按以下要求选择：

（1）可行性研究阶段勘察可选用小比例尺测绘，小比例尺测绘的比例尺为 1:50000～1:5000。

（2）初步设计阶段勘察可选用中比例尺测绘，中比例尺测绘的比例尺为 1:5000～1:2000。

（3）施工图设计阶段勘察可选用大比例尺测绘，大比例尺测绘的比例尺为 1:2000～1:500。当地质条件复杂时，可采用更大的比例尺进行测绘。

（4）电力工程建设项目可行性研究阶段和初步设计阶段的工程地质测绘比例尺宜选择小中比例尺，如 1:10000～1:2000，施工图阶段的专门工程地质测绘宜选择大比例尺，如 1:1000～1:500。

3. 测绘精度及填图地层单位要求

（1）测绘的精度要求主要是指图幅的精确度，主要包括测绘时所划分单元的最小尺寸和所划单元的界线在图上标定时的误差大小两个方面。各勘察阶段工程地质测绘应选择适当的测绘比例尺，工程地质测绘时使用的地形图，应是符合精度要求的同等或大于测绘比例尺的地形图。

（2）对工程建设有影响的地质体均应进行工程地质测绘，必要时可扩大测绘比例尺。

（3）测绘时所划分的单元标示在图上的容许误差为 2mm，即宽度或长度大于 2mm 者均应标示在图上。实际工作中应结合工程需要，对工程建设有重要影响的地质体即使图上尺寸小于 2mm，也应采用扩大比例尺的方法标示在图上。

（4）地质界线和地质观测点的测绘精度，在图上不低于 3mm。

（5）为达到工作精度要求，在野外测绘时，常采用比提交成图比例尺大一级的地形图作为测绘底图。

（6）填图地层单位按表 2-1 确定。

表 2-1 填图地层单位表

比例尺	应达到的地层单位	争取达到的地层单位
1:100000～1:50000	统或群	阶或组
1:25000～1:10000	阶或组	带或段
1:5000	带或岩性	
1:2000～1:200	岩性或工程地质岩组	

4. 野外图件的要求

（1）地质草图必须在野外实地勾绘，如实反映客观情况。当分两个或两个以上的填图组工作时，应及时交流和统一外业资料，接图部分的外业资料必须一致。

（2）素描图、示意图的绘制和照片的拍摄应符合下列规定：

1）注明素描图、示意图的位置、名称、比例尺、方向，地质现象的详细描述。

2）拍摄照片时应记录编号、拍摄方向及地质现象的详细描述。

5. 采样规定

（1）采集的标本应有系统性和代表性。

（2）标本采集后应及时进行编录整理。

6. 测绘观测点布置、定位和记录

（1）测绘观测点布置。

1）观测点布置原则。按照测绘精度要求，在一定面积内需布置一定数量的观测点和观测线。观测点应尽量利用基岩的天然露头。当天然露头不足时，可布置一定数量的勘探点，并选少量的土试样进行试验，在条件适宜时，进行一定的物探工作以配合测绘工作。

每个地质单元体上均应有观测点，观测点应布置在不同时代地层接触线、岩性界线、地质构造线、地貌变化处、地下水露头和不良地质作用分布处，并做到点位的选择要使每点有一定的地质内容。

2）观测点数量与间距。观测点的间距应保证地质界线在图上的精度，以一个观测点能控制图上距离 2～3cm 为宜，并结合地质条件及地质体对工作的影响程度，可适当增加或减少观测点数量。

（2）测绘观测点定位。测绘观测点的定位方法有三种，即目测法、半仪器法和仪器法。能采用仪器法时，宜采用专业的定位仪器（经纬仪等）定位。当测绘比例尺为 1:5000 或小于 1:5000 时，一般地质点的定位，可采用目测法与半仪器法进行定位，但对于重要的地质点，宜采用仪器法。

（3）测绘观测点记录。

测绘观测点的记录应符合下列要求：

1）观测点均应按路线观测的先后次序统一编号，不得重复。

2）在观测点编号的后面注上勘探点号。

3）观测点的描述既要全面，又要重点突出，同时应注意观测点之间的沿途观察记录。

4）当前后观测点的描述有相同之处时，后面的可省略，但必须注明与某点的某款相同。

5）野外描述必须与填绘的地质图相符合，凡图上表示出来的地质现象，必须有记录可查。

6）地质点的描述记录，必须采用专门的记录本或卡片，用铅笔书写，文字要清晰，不得涂抹和重抄。当必须复制时，应将原稿附上，严禁撕毁。

观测点记录的内容主要包括：

1）点号、日期、地点、天气和记录人姓名。

2）定位数据及勾绘该点地层、构造展布等素描草图。

3）记录和描述观测到的地层岩性等地质现象，包括地层岩性、产状、化石、本观测点与邻近观测点的关系等相关内容。

4）采样、拍照。

二、工作程序

工程地质测绘与调查工作应按照准备工作、野外工作和资料整理三个阶段进行。

（一）准备工作阶段

准备工作阶段主要工作内容为：研究任务、搜集资料、编制工程地质测绘与调查纲要。

1. 研究任务

研究任务时应了解与电力工程场地勘察有关的设计内容、工作范围、工程特点及对工程地质测绘与调查的特殊要求等。

2. 搜集资料

对所取得的资料进行分析和研究，初步确定场地地质条件及测绘工作重点和难点。搜集的资料主要包括以下内容：

（1）工程场地及其附近的地形图。

（2）工程场地及其附近的航片和卫片遥感影像解译资料。

（3）区域地质，包括工程地质、水文地质、构造地质、矿产地质和地震地质等资料。

（4）当地的建设经验及与工程建设有关的其他资料。

3. 工程地质测绘与调查纲要的主要内容

（1）工程任务和目的。

（2）工程场地自然条件，包括位置、交通、水文、气象和地貌特征。

（3）工程场地地质概况，包括地层、岩性、构造、地下水条件及不良地质作用种类及分布。

（4）工作量、工作方法及工作精度。

（5）人员组织及经济预算。

（6）工作计划和实施步骤。

（7）提交的成果资料。

（二）野外工作阶段

野外工作是在分析、研究所搜集资料的基础上进行的，目的是按工程地质测绘与调查纲要进行测绘与调查工作，并对准备工作阶段确定的纲要进行必要的补充和修正，实测地质剖面、选择标志层、确定填图单位，按纲要中的计划和要求开展相关的工作。

（三）资料整理阶段

资料整理工作分为两个部分：一是原始资料整理；二是成品资料整理。

1. 原始资料整理

检查外业资料是否齐全，核对各种原始图件所划分的界线是否与实际情况相符合，核对搜集的资料与本次所取得的资料是否一致，内容主要包括：

（1）野外记录、照片、素描图和填图资料整理、清绘。

（2）野外填绘的草图检查和清绘上墨。

（3）各种标本、化石和岩土、水试样的鉴定和编录。

（4）原始记录、表格、图片的校审。

2. 成品资料整理

（1）对校审后的原始资料进行综合分析研究。

（2）根据场地工程地质条件的复杂程度和工程的实际需要，选择和绘制图件及图件所附的素描图、彩色照片及文字说明。图件主要包括工程地质测绘实际材料图、综合工程地质图、综合工程地质分区图、综合地质柱状图、综合地质剖面图等。

（3）对工程地质条件复杂、工程地质测绘与调查内容丰富的重要电力工程，应单独编制工程地质测绘与调查报告，并作为整个工程勘察报告的一个组成部分。

三、工作方法

（一）实地测绘法

常用的实地测绘方法一般有三种：路线法、布点法和追索法（表 2-2）。

表 2-2　实地测绘方法表

基本方法	说　明
路线法	沿一定路线穿越测绘场地，把走过的路线填在图上，并沿途观察和记录地质条件，把各种地质界线、地貌界线、构造界线、不良地质作用分布及地层岩性等标绘在地形图上。本方法常用于各种比例尺的测绘工作

续表

基本方法	说　明
布点法	为研究地质构造、不良地质作用、地下水露头等地质现象，预先在地形图上布置一定数量的观测点和观测线，野外按图找点。本方法可用于大、中比例尺测绘工作
追索法	沿地层走向或构造线走向及不良地质作用边界线进行布点追索，以便查明局部复杂的地质现象，是一种辅助方法。本方法多用于中、小比例尺测绘工作

（二）相片成图法

利用遥感图像，先在室内进行解译，划分地层岩性、地质构造和地貌单元等，并在图像上选择部分观测点和观测线，然后到野外实地进行校对与修正，转绘成图。现场核对地质观测点数量宜为工程地质测绘点数的 30%～50%。

四、工作内容

（一）地貌的工程地质测绘与调查

（1）调查测区内各地貌单元的成因类型、形态特征和分布范围，划分出地貌单元，并分析各地貌单元的发生、发展及相互关系。

（2）发电厂厂址（灰场）内重点研究微地貌单元形态特征、分布及成因类型，划分微地貌单元（如阶地、河床、黄土峁、坡积裙等），并分析其相互关系。

（3）调查各种地貌与第四系地层岩性、地质构造、地下水及不良地质作用等。

（4）河谷地貌测绘时，重点研究河谷形态及变化，河床、心滩、牛轭湖等形态及冲洪积物的岩性和分布特征。

（5）冲沟地貌测绘时，重点研究冲沟分布、延展方向及形态特征，并研究沟壁岩性、风化程度，沟内和沟口堆积物特征，有无崩塌及向源侵蚀作用发生。

（6）丘陵区地貌测绘时，重点研究丘陵的形态特征，起伏状况及水文地质条件、剥蚀切割程度以及出露的岩性、产状及构造与丘陵形态的关系。

（7）斜坡地貌测绘时，重点研究斜坡的形态、发育阶段和微地貌特征，以及构成斜坡的地层岩性、分布及岩体结构面特征。

（二）地层岩性的工程地质测绘与调查

地层岩性测绘内容主要为地层岩性、地质时代、地层产状、层序关系、填图单位，以及成岩程度、风化程度。填图单位应根据测绘比例尺的要求，以及测区实际情况，在野外踏勘和实测地质剖面的基础上确定。

（三）地质构造的工程地质测绘与调查

1. 地质构造测绘

（1）调查区域各构造的分布、形态、规模、展布特征和力学性质，组合方式以及所属构造体系，调查区域地质构造与工程场地构造之间关系。

（2）构造结构面特征，重点对软弱结构面产状、规模和性质进行研究。

（3）调查活动断裂及地震活动性。

2. 断裂的测绘

（1）研究断裂构造所处的位置、产状、规模、延伸情况和力学性质。

（2）断裂破碎带、影响带的宽度变化及填充物和胶结程度。

（3）根据断裂两盘岩层层位、构造特征、擦痕方向，确定断裂的两盘相对运动方向，并测定其位移（断距），分析断裂形成时期和发育过程。

（4）在地震烈度大于或等于 7 度的工程场地，应重点调查活动断裂、顺河断裂、缓倾角断裂和层间错动带的分布情况，研究断裂破碎带和影响带的宽度，构造岩（特别是断层泥）的工程性质，以及对工程场地地基稳定性的影响。

对于通过厂址及附近地段的全新世活动断裂，或指向厂址的活动断裂，应开展针对活动断裂的工程地质测绘，评价活动断裂可能对工程场地的影响，应包括下列内容：

1）测区地貌特征调查，活动断层判识标志见表 2-3。

2）测区地质特征调查，断裂地震工程分类见表 2-4。

3）分析场地及附近地形对抗震的利害关系。

4）调查地下水的埋藏条件，研究不利于抗震的地基土（饱和粉土和粉细砂）的分布和厚度。

5）调查因地震造成的强震地面破坏效应（地震斜坡效应、地震断裂的破坏效应），以及强震的震动破坏效应（如地基的震陷等）。

表 2-3　活动断层判识标志

判别标志	特　征
人工标志	已有建（构）筑物（公路、民房等）地基的倾斜和错开现象
地貌标志	1. 地形变化差异大，如“山从平地起”；山口峡谷多，深且长；新的断层崖和三角面山连续出现，伴有崩塌和滑坡发生。 2. 断层形成的陡坎山山脚，常有狭长洼地和沼泽。 3. 断层形成的陡坎山山前的第四系堆积物厚度大，山前洪积扇特别高或特别低，与山体不相称，在峡谷出口处的洪积扇呈现迭置式、线性排列。 4. 断裂带有串珠状泉分布，若为温泉，水温和矿化度较高。 5. 断裂带上植物突然枯死或生长特殊罕见植物。 6. 第四系火山锥、熔岩呈线状分布

续表

判别标志	特　征
地质标志	1. 第四系堆积物常见到小褶皱和小断层或被第四系以前的岩层所冲断； 2. 沿断层各地貌单元同时发生水平或垂直位移错位； 3. 沿断层带的断层泥及破碎带多未胶结，断层崖壁可见擦痕和错动岩粉； 4. 在断层带附近地区有现代地震，地面位移和地形变化及微震发生； 5. 在断裂带处地热、地磁和各种气体深度一般较高

表 2-4　断裂地震工程分类

分类	特　征
全新活动断裂	在全新地质时期（一万年）内有过地震活动或近期正在活动，将来（今后一百年）可能继续活动的断裂
发震断裂	在全新活动断裂中，近期（近五百年）发生过地震，且震级 $M\geqslant5$ 的地震，或未来一百年内预测可能发生震级 $M\geqslant5$ 级的断裂
非全新活动断裂	一万年以前活动过，一万年以来没有发生过活动的断裂
地裂	由构造移动或非构造移动产生的地表裂隙，分为构造性地裂及重力性（非构造性）地裂

（四）地下水与地表水的工程地质测绘与调查

1. 地下水调查

（1）地下水的类型、埋藏条件和分布。

（2）含水层岩性、地下水的补给、径流和排泄条件及地下水的流向。

（3）地下水的动态特征及水质特征。

（4）重点研究建筑场地内地下水对工程建设的影响。

（5）调查泉的位置、高程及所在地质构造的部位，泉的类型、性质、补给来源和泉的季节性动态。

（6）民井调查包括民井位置（所在地貌单元）、井深、含水层性质和出水量变化等。

2. 地表水调查

（1）调查河流和湖泊水位、河水径流量、湖水流入流出量及变化特征。

（2）调查湖盆地层、河床和漫滩地层的透水性，调查河流的切割深度和湖水深度、淤泥厚度，判断河水和湖水与地下水之间的水力联系密切程度。

（五）不良地质作用的工程地质测绘与调查

1. 滑坡的测绘

（1）滑坡的工程地质测绘区应包括滑坡及与滑坡相邻的稳定地段和可能补给滑坡体的有关汇水区域，比例尺可选用 1:1000～1:200。

（2）搜集当地滑坡史，易滑地段的分布、地层岩性、地质构造、地下水及地表水条件，以及区域地质、水文地质、水文气象资料等，重点搜集区域不同地层之间、存在的软弱夹层的土层与岩石之间分布等资料及当地滑坡的治理经验。

（3）调查区域宏观地貌与微观地貌，包括滑坡的地貌单元、滑坡壁、滑坡平台、滑坡鼓丘、封闭洼地、滑坡舌以及滑坡裂隙等，并确定可能的滑坡边界。

（4）调查滑坡地段岩土结构及特性，调查滑坡的汇水条件、地下水及泉的出露与类型、流量变化，以及湿地分布情况。

（5）调查滑坡地段人类工程活动，由滑坡造成的树木位移和破坏情况。

（6）调查判定滑动面的可能深度及层数，滑坡的主滑方向、主滑段及抗滑段，查明滑坡类型，分析滑坡产生的原因及滑坡性质，预测工程活动对滑坡的影响。滑坡判识标志见表 2-5。

表 2-5　滑坡判识标志表

名称	标志特征
老滑坡	1. 斜坡面不顺直，呈无规则的台阶状，具弧圈状或簸箕状低洼微地貌，坡面一般长有植物，较大树木呈现“醉林”。 2. 滑坡岸常位于凸岸，将河流向对岸挤，因滑体被冲刷而成凹岸，但多数留有巨形孤石。 3. 河流或阶地被超覆或剪断，堆积物层次无序，产状紊乱。斜坡前缘有泉水或湿地分布，喜水植物生长茂盛。 4. 滑坡后缘出现双沟同源或洼地，沟壁已稳定。 5. 滑坡体斜坡常呈上凹下凸起伏，前缘土体被挤出常呈舌状凸起，地层不连续，产状不一致；两侧地层多有扰动及松动迹象，有裂隙和褶曲，后缘壁较陡且有崩塌现象。 6. 冲沟沟壁有时可见滑坡滑动面痕迹
稳定滑坡	1. 主滑体已堆积于前缘地段，堆积坡面已较平缓密实，建（构）筑物无变形迹象； 2. 滑坡壁多被剥蚀夷缓，壁面稳定，多长满草木； 3. 河流已远离滑坡舌，不再受洪水冲刷，植被完好，无崩塌现象； 4. 滑坡两侧自然沟谷稳定； 5. 地下水出露位置固定，流量、水质规律正常
潜在滑坡	1. 堆积土组成的上陡下缓的斜坡，岩体中含有软弱夹层或不利于斜坡稳定的结构面； 2. 破碎岩石组成的陡峻山坡； 3. 岩浆岩、变质岩风化带组成的斜坡； 4. 断层破碎带中的谷坡； 5. 堆、坡积层下伏不透水层，并具临空面的斜坡； 6. 由软岩组成软弱层的顺层地区，特别是倾角在 10°～30°； 7. 膨胀岩地区边坡； 8. 填筑土基底松软，地下水发育或积水，填筑前基底处理不当的斜坡； 9. 不适当的工程施工，导致斜坡稳定条件发生恶化

2. 崩塌的测绘

（1）崩塌测绘范围一般要大于崩塌区，包括崩塌落石点和可能崩落的陡坡区及相邻区，比例尺宜采用 1:1000～1:500，在崩塌体的纵断面采用 1:500～1:200。

（2）调查崩塌落石区地貌和微地貌特征，植被情况以及崩塌类型、规模、崩塌体的形态、大小、滚落方向和影响范围。

（3）查明地层岩性、软岩和硬岩的分布范围，风化程度和风化速度。

（4）查明地质构造和岩体结构类型，必要时对岩体结构面进行调查统计。

（5）查明地下水和地表水对崩塌的影响。

（6）调查区内崩塌发生、发展的历史，分析区域内崩塌产生的规律，搜集本区气象、水文和地震等资料，预测因工程活动或其他不利因素作用下可能产生的崩塌。

3. 泥石流的测绘

（1）泥石流的测绘范围应包括堆积区、径流区和形成区，形成区测绘比例尺可采用 1:50000，径流区和堆积区可采用 1:10000～1:2000。

（2）搜集区域气象条件和区域降水特征，包括降雨强度、最大次降雨量和降雨时程。

（3）形成区地形、地层条件，水源类型、水量、汇水条件和山坡坡度，调查固体松散物质来源、分布和贮量。

（4）径流区沟谷形态、纵横坡度、沟两侧山坡的稳定性和泥石流流动的痕迹。

（5）调查堆积物的分布位置、范围、地表形态、物质成分、层次、厚度，堆积物岩性和堆积量，判断堆积区的形成历史和堆积速度，估算一次最大堆积量。

（6）泥石流沟谷，调查历次泥石流发生的时间、频数、规模和形成过程，以及灾害发生后的损失情况，调查当地防治泥石流的经验。

4. 采空区的测绘

（1）搜集矿产资料分布、埋藏条件、贮量、近期开采量和远景规划资料，采矿时间和采矿方法。

（2）搜集和调查已有采空区的位置、范围及采空区波及线位置。

（3）搜集和调查地表变形情况，包括地表沉降量和地表倾斜等。

（4）搜集和调查采矿疏干水对采空区的影响。

（5）在大面积采空区，应根据开采情况、移动盆地特征和变形值大小等，将采空区稳定性划分为三种状态，见表 2-6。

表 2-6　　采空区场地稳定性分类表

场地稳定性分类	说　明
稳定场地	矿床已完成开采和回采，地表出现的移动盆地平底部分，其地表倾斜值 i<3mm/m，曲率 k<0.2mm/m^2，且变形不受抽水影响
相对稳定场地	移动盆地平底部分的地表倾斜值 i=（3～10）mm/m，或水平变形 e =（2～6）mm/m，曲率 k=（0.2～0.6）mm/m^2 的地段
不稳定场地	未完成开采任务地段或已完成开采、回采计划的移动盆地平底部分包括到采空区波及线及范围部分，地表倾斜 i>10mm/m，或水平变形 ε>6mm/m，以及地表移动活跃和地表变形可能引起的边坡失稳的地段

（六）天然建筑材料的工程地质测绘与调查

天然建筑材料主要包括块石料、碎石（卵、砾）料、砂料、粉土料、黏性土料等。按建筑材料的用途可分为填筑料、防渗土料、反滤料、护坡料、混凝土骨料、水泥掺合料等。

建筑材料的测绘与调查一般应遵循的原则：由近及远，先下游后上游，先陆上后水下，先容易开采的产地后难开采的产地，先集中产地后分散产地，先交通方便的地区后偏僻地区。

天然建筑材料进行工程地质测绘与调查的内容主要包括：

（1）调查天然建筑材料的成因、岩性结构、构造、胶结程度，岩石风化程度和风化层的厚度。

（2）对于松散状材料，如砂、碎石和黏性土等，调查颗粒级配、矿物成分与特殊物质情况（如黏土中的可溶盐和有机物等）。

（3）开采条件。地下水条件调查，主要包括地下水位及变幅、材料顶底板透水性等。当材料埋藏较深或开采深度较大时，调查和评价开采边坡的稳定性。

（4）建筑材料的储量。

第二节　工　程　遥　感

工程遥感通常也称为遥感，是在远离目标和非接触目标物条件下，利用传感器（遥感器）收集目标物的电磁波信息，经处理、分析后，识别目标物、揭示其几何及物理特征和相互关系及变化规律的现代科学技术。遥感是以航空摄影技术为基础，在 20 世纪 60 年代初发展起来的一门新兴技术。

遥感技术的特点归结起来主要有以下三个方面：

（1）探测范围广、采集数据快。

（2）能动态反映地面事物的变化。

（3）获取的数据具有综合性。

基于专业知识，运用解译标志和实践经验，借助各种技术手段和方法，从图像上获取技术信息并进行专业化表述，称为遥感解译。

电力行业的工程遥感技术在20世纪70年代中后期就已开始应用，当时主要是解决火力发电厂的区域稳定性问题，在架空输电线路方面首先取得成功的是2003 年开展的750kV官亭—兰州东输电线路工程。

一、遥感的类型、适用范围和应用

（一）遥感的类型

（1）按遥感平台划分：航空遥感、航天遥感。

（2）按电磁波辐射来源划分：被动式遥感、主动式遥感。

（3）按传感器波段划分：紫外遥感、可见光遥感、红外遥感、微波遥感、多波段遥感。

（4）按应用领域划分：岩土工程遥感、水文遥感、军事遥感等。

（二）遥感的适用范围

在电力工程建设项目岩土工程勘察中遥感主要适用于下列地区：

（1）地形和地质条件复杂的山区，不良地质作用和地质灾害发育的地区；

（2）水文网密布、河床变迁频繁的平原地区；

（3）沙漠（荒漠）地区；

（4）地质体解译标志明显的其他地区。

（三）遥感影像在工程地质中的应用

遥感影像在工程地质中的应用主要在以下几个方面：

（1）划分地貌单元，确定地貌类型、形态和特征；

（2）判定地质构造的位置、展布和性质，推断隐伏断层延展方向；

（3）划分地层岩性，确定地层的界线，确定地层的展布，判断特殊性岩土的类型和分布，推断岩层的产状；

（4）确定不良地质作用类型、范围和规模，并可进行相应动态分析；

（5）确定地质灾害的类型、分布和规模，提取进行地质灾害危险性评估所需的其他信息；

（6）确定地下水露头（井、泉）位置，判断地下水与地形、地质构造、地层岩性之间的关系；

（7）工程建设场地工程地质条件分区和水文地质条件分区。

二、遥感解译工作步骤

遥感解译是利用不同专业的知识从遥感图像上提取需要的专业内容、属性、参数等的过程。解译过程中，首先根据内容需要利用遥感图像的色调、纹理、阴影、图案等，建立专业解译标志，初步判定宏观信息；然后通过外业验证，建立区域直观特征，检验初步解译的准确性；最后根据解译标志和已有资料详细解译，结合已有资料综合分析，得到工程区的专业信息。

遥感解译工作一般分为准备工作、初步解译、外业验证调查与复核解译、最终解译与资料编制等内容。

（一）准备工作

遥感解译准备工作包括资料搜集、遥感图像的质量检查和编录、整理等内容。

资料搜集应包括下列内容：

（1）搜集所需比例尺的地形图。

（2）各种陆地卫星图像或图像数字磁带。

（3）各种航空遥感图像（包括黑白航空相片和其他航空遥感图像）；热红外扫描图像（注意成像时间、气象条件、扫描角度、温度灵敏度、地面测温等资料）。

（4）典型的地物波谱特性资料。

航空遥感图像质量检查的内容应包括：范围、重叠度、成像时间、比例、影像清晰度、反差、物理损伤、色调和云量等。

（二）初步解译

初步解译前应根据工程需要、地质条件、遥感图像的种类及其环境复杂程度等，首先确定解译范围和解译工作量，制定解译原则和技术要求，建立区域解译标志。

1. 遥感图像的环境复杂程度

遥感图像的环境复杂程度可按表2-7划分。

表2-7 环境复杂程度划分表

环境类别	复杂程度	环境特征
一	复杂	地表部分裸露或不裸露，乔灌植物与冰雪分布面积大于50%；地形起伏巨大，交通不方便；解译标志不明显或不稳定
二	较复杂	地表大部分裸露，乔灌植物与冰雪分布面积介于20%～50%；地形有较大起伏，交通不甚方便；解译标志较明显且基本稳定
三	简单	地表绝大部分裸露，乔灌植物与冰雪分布面积小于20%；地形起伏不大，交通方便；解译标志突出、稳定

2. 遥感图像调绘面积的确定

遥感图像解译成果需用航测仪器成图时，应按规定划定调绘面积。调绘范围应在相片调绘面积内或在相片压平线范围内进行；当相片上无压平线时，距相片边缘不应小于1.5cm。

3. 遥感图像解译的方法和技术要求

（1）对立体像对的图像，应利用立体解译仪器进

行观察；

（2）遥感图像在解译过程中，应按“先主后次，先大后小，从易到难”的顺序，反复解译、辨认，重点工程应仔细解译和研究；

（3）应按规定的图例、符号和颜色，在航片上进行地质界线勾绘和符号注记。

4. 遥感图像调绘和解译的内容

（1）居民点、道路、山脊线、垭口等一般地物、地貌；

（2）水系、地层、岩组、地质构造、不良地质作用与特殊性岩土、水文地质条件等。

初步解译后，应编制遥感地质初步解译图，其内容应包括各种地质解译成果、调查路线和拟验证的地质观测点等。

（三）外业验证调查与复核解译

1. 外业验证调查主要解决的问题

（1）对工程有影响或有疑问的地质现象或地质体；

（2）对工程有影响的重大不良地质作用和特殊性岩土；

（3）尚未确定的地层、岩性（岩组）界线，地质构造线等；

（4）解译结果和现有资料有矛盾的地质问题。

2. 外业验证调查点的平均密度应符合的规定

（1）宜采用走向追索和倾向穿越相结合的方法，每公里至少布设 1 个验证点；

（2）每类地质体或地质现象应至少布设 1 个验证点；

（3）各类界限至少应布设 2 个验证点，若影像不清晰时还应增设验证点；

（4）对拟定的工程方案有影响或有疑问的地质现象或灾害体，尚未确定的地层、岩性界限、地质构造应逐一验证；

（5）环境类别为三类的环境区、不良地质与特殊岩土分布区，应至少抽取 10%的初步解译成果进行验证；

（6）地面地质测绘、勘探、物探、矿产成果可作为验证依据。

（四）最终解译和资料编制

外业验证调查结束后，应进行遥感图像的最终解译，全面检查遥感解译成果，并应做到各种地层、岩性（岩组）、地质构造、不良地质作用等的定名和接边准确。遥感图像和遥感工程地质成图的比例关系应符合有关规定。

三、工程地质解译

（一）地物解译

1. 交通线

（1）公路呈白色调，宽度一致，多弯曲，转弯和缓；

（2）铁路呈灰色调，平直少弯，曲率半径大；

（3）乡村小道呈白色或灰白色调，宽度小，常有交叉和转弯。

2. 居民点和工厂

（1）农村居民点有一定形状，有庭院和菜园；

（2）城市呈现道路整齐，楼房有序，车辆较多等特征；

（3）工厂有规则的几何形状，建（构）筑物多与工业设备相连，房顶多呈白色和浅灰色。

3. 草原和林区

草原为灰白色调，纹理均匀。林区呈暗色粒状斑点形状。

4. 河（渠）与湖泊

顺光条件下静止的地表水体多呈暗色色调，流动的水体多呈现浅灰色。湖泊具有一定的水域面积。

（二）地貌解译

1. 山地地貌

（1）按成因类型解译。

1）构造坡：由构造作用形成，坡向与岩层倾斜方向一致。

2）侵蚀坡：坡面冲沟发育，沟底呈“V”字形，阴影明显。

（2）按形态类型解译。

1）山区：地形起伏较大，坡度较陡，分布成带状和片状，顶部、鞍部、坡面等山地特征较为明显，地形切割较强烈，植被条件好的山区多呈暗色调，基岩出露地区多呈浅色调。阳坡色调浅，而阴坡呈暗色调。

2）丘陵区：地形起伏较小，坡比较和缓。阴影不太发育，与山区相比，区域色调较均匀。一般有较多居民区和梯田等人工地物。

2. 平原区

地面平坦，色调均匀，极少阴影，一般呈浅色调。分布有较多的村镇、道路和水系等。

3. 河流阶地

条状沟谷、河床、心滩和水流，构成河谷地貌典型的形状与色调特征。

4. 古河道与牛轭湖

古河道呈条带状，在干旱区由于地表积盐呈灰白色，在平原区由于地下水位埋深小而呈暗色；牛轭湖分布于河流故道，从形状上呈牛轭形或不规则环形，串状分布，在平原区多呈暗色调。

5. 洪积扇

分布于山前流水的出山口处，坡度较小，呈扇形，表面多分布扇状水流。在植被覆盖率小的地段，多呈浅色调。

6. 岩溶

地形较杂乱，石林、孤峰与各种负地形无序状分

布，在高清图像上可见溶蚀洼地、落水洞和溶蚀盆地等灰岩区特有的地物特征。在溶蚀强烈地段，植被稀少，近于平行排列的溶沟和石芽发育，裸露的灰岩色调较浅，在洼地中存在红褐色黏土（在真彩色图像上）。落水洞、漏斗常呈椭圆形或不规则形洼地出现，呈暗色调。

7. 沙丘

新月状沙丘和沙垅是风积地貌的典型景观，植物稀少，在遥感图像上的色调较浅，在陡坡面会形成阴影。依据形状和植被情况可分辨出活动沙丘和固定沙丘，活动沙丘色调浅，峰脊线尖锐清晰，平面形状规则；固定沙丘，色调较暗，峰顶浑圆，平面形状不规则。

8. 黄土地貌

地形支离破碎，塬、峁、梁、沟相间排列。黄土塬上色调较为均匀，冲沟较少。冲沟交错纵横，沟中阴坡阴影形状比较不规则。

9. 海岸地貌

基岩海岸地形起伏小，山坡冲沟发育，水系多呈树枝状和网状，海岸带平坦，色调较深而均一，当海岸线展布方向上基岩软硬相间时，形成锯齿状的基岩海岸。海蚀崖呈线状分布时，是断层海岸的标志。砂质海岸和黏性土质海岸，地形起伏较小，色调较均匀，冲沟发育，植物茂盛。砂质海岸色调浅，而黏性土质海岸色调较深。

（三）岩石和第四纪沉积物的解译

岩石遥感图像特征与岩石的颜色、产状、风化程度、反射光谱差异相关。在进行地层岩性解译时，应根据直接解译标志和间接解译标志综合分析确定。地层岩性解译标志主要包括色调（色彩）和图案（图形）。基岩岩性解译见表 2-8，第四系地层解译见表 2-9。

表 2-8　　基岩岩性解译表

岩类			地貌特征	色调特征	水系特征	植被特征
岩浆岩	喷出岩	酸性岩	常见圆形火山锥；在平坦地形上形成方山和台地	浅色	放射状水系或环状水系	
		基性岩		灰及黑色		
	侵入岩	花岗岩	平面形态呈椭圆形和多边形；地形为悬崖峭壁或浑圆状山丘	色调较浅，均匀	呈树枝状为主，沟谷源头常见钳状沟头	在其残坡积层上，植被发育
		辉长岩	岩体一般较小，呈定向延伸，常形成孤峰	色调深		植物少
	岩脉	酸性岩	呈长条形，常形成岩墙或凹陷的沟槽地形	灰白色		沟槽地形，植物呈线状排列
		基性和超基性岩		灰黑色		
沉积岩	砂（砾）岩		硬岩在强烈切割地区，地形陡峻，山脊尖峭，有时形成连座峰林地貌	一般浅色调，依风化层厚度不同而呈现不同色调	树状或羽毛状	植物较少，无沼泽化现象
	页（泥）岩		多形成低矮浑圆、波状起伏的岗丘地貌。图像呈细线状纹理	一般为灰色调	水系较密，呈树状或羽毛状	页岩植物稀疏，泥岩区植物相对茂盛
	碳酸岩		湿热条件下构成典型的岩溶地貌	裸露的灰岩为浅色调	呈树状或羽毛状	山顶和山坡植被稀疏
变质岩	石英岩		地形陡峻	浅色调	不发育	植被稀疏
	片麻岩		地形比较破碎	正片麻岩为浅色调，副片麻岩为深色调	格状及树枝状	

表 2-9　　第四系地层解译表

岩性	地貌	分布	色调	植被
坡积物	在山脚形成坡积裙或扇形地貌	低山丘陵分布	较深	植被发育
冲积物	河谷与湖盆地地貌为基本地貌	在河床、漫滩、阶地及湖水入口及排泄口地段分布	含水量大，色调深，高漫滩或阶地含水量小的地段浅色调，色调均匀性差	阶地植被发育

续表

岩性	地貌	分布	色调	植被
黄土	塬、峁、梁、沟相间排列，地形支离破碎	分布于陕、晋、内蒙古等地	呈浅色，色调均匀	植被仅分布于沟底
盐渍土	出现在地形平坦的沼泽等地下水埋深较小的地区	片状和斑状分布	旱季呈白色，灰白色调；雨季呈灰色～浅黑色调	耐碱耐盐植物可生长于盐渍土区

（四）地质构造的解译

1. 水平和倾斜岩层的解译

水平和倾斜岩层解译见表 2-10。

表 2-10　　水平和倾斜岩层解译表

类型	地貌	色调	水系
水平岩层	呈现峡谷～方山型景观，谷坡呈阶梯状	未受切割的地区色调单一均匀；受切割的地区呈现深浅相间的纹理	呈环状或放射状水系
倾斜岩层	多呈现带状陡坡或缓坡，发育与岩层走向一致的冲沟	相同色调的纹理方向性强	多为平行状水系

2. 一般褶皱的解译

对褶皱的解译是建立在对岩性和产状要素识别的基础上进行的。

（1）平面上出现环状、弧状及椭圆状等不同色调带图案，这些图像特征常为褶皱识别的标志；

（2）平面上呈对称分布的地貌、岩性和水文网等，亦为褶皱识别标志。

3. 向斜和背斜的解译

（1）图像上两翼岩层倾向相向，或两翼分水岭上岩层三角面尖端相背的是向斜；图像上两翼岩层倾向相反，或两翼分水岭上岩层三角面尖端相向的是背斜。

（2）背斜转折端向枢纽倾伏的方向，即突向新的岩层，岩层向外倾斜；向斜转折端指向枢纽倾伏的方向，即突向新的岩层，岩层向外翘起方向，即突向老的岩层，岩层向内倾斜。

4. 倒转褶皱的解译

倒转褶皱两翼岩层向同一方向倾斜，岩层三角面的尖端指向同一方向。

5. 断层的解译

在遥感图像上，没有覆盖的断层常有明显的特征，即线性地物的色调与两侧的岩层色调明显不一致，或两种不同色调的分界面呈线性延伸。同时，应注意具备这种影像特征的地物不一定都是断层，如山脊线、渠道和岩层走向线等。因此，还应对断层两侧的岩性、水系和整体构造综合研究才能确定断层。

断裂构造的直接解译标志如下：

（1）断裂带的直接出露一般为负地形，图像纹理具有粗糙感；

（2）地层、岩脉或侵入体等地质体被错开；

（3）河谷或山脊呈线状延展或被错断。

断裂构造的间接解译标志如下：

（1）岩浆活动或火山活动呈线状分布；

（2）一连串负地形呈线状分布；

（3）沉积岩地区地层重复或缺失，但应注意与褶皱和不整合接触所造成的地层重复印或缺失相区别；

（4）两种截然不同的地貌单元相连接；

（5）岩层产状发生突然变化；

（6）盆地边缘呈直线或折线形状；

（7）河流异常平直或急转弯；

（8）地下水溢出点处于同一直线上。

（五）不良地质作用的解译

1. 滑坡的解译

（1）滑坡体呈舌形、梨形、簸箕形、弧形等形状，在高清遥感图像上能见到滑坡壁、滑坡台阶和滑坡裂缝等微地貌形态。

（2）在滑坡体的斜坡上常见到泉、湿地和醉林等现象。

（3）老滑坡在滑坡后壁较高，坡体纵坡较缓，多有树木生长，并多已成为农田；滑坡体上冲沟发育，滑坡体两侧有双沟同源现象。

（4）新近滑坡体地形破碎，起伏不平，斜坡表面有不均匀陷落的平台，黏性土或黄土滑坡地表可见裂缝；滑坡体植被相对较少。

（5）滑坡多发生在峡谷中的缓坡、分水岭的阴坡、岩性脆弱且岩性倾向与坡向一致的斜坡等处。

2. 崩塌的解译

（1）常发生在岩性坚硬和节理裂隙发育的陡峻的山坡地段，陡坡周围堆积有岩堆或倒石堆。

（2）在遥感图像上，新发生崩塌的陡壁上色调浅，不生长植物，老的崩塌色调深。在陡壁的一侧有浅色调的锥状地形，纹理有粗糙感。

（3）巨大的崩塌体堵塞沟谷时，在崩塌体上游地段常形成堰塞湖。

3. 泥石流的解译

（1）标准的泥石流，可以清楚地看到其形成区、

通过区和堆积区；

（2）形成区多呈瓢形，山坡陡峻，岩体风化强烈，松散固体物质比较丰富，常有崩塌和滑坡发生，色调深浅不一；

（3）通过区沟床较平直，纵坡度比形成区缓，但比堆积区陡；

（4）堆积区位于沟谷出口处，纵坡平缓，成扇形，浅色调，扇面上可见漫流状沟槽。

4. 采空区

（1）塌陷区在遥感图像上多呈椭圆形、碟形及不规则形状。

（2）在大比例尺高清图像上，可见以塌陷区为中心的环状、折线状或“之”字状地裂隙。线状地物色调较深，明显与背景色调不一致。

（3）区内可见煤窑口及弃渣与煤堆。

四、电力工程遥感解译工作内容

（一）工作重点

遥感解译工作的范围应依据研究的目的和地质条件复杂程度来具体确定。

1. 厂（站）址解译重点

（1）拟选的各厂、站址区，包括厂外给排水系统及贮灰系统建（构）筑物地段；

（2）厂、站址所处的地貌单元及与周边地貌单元的交接部位；

（3）对厂、站址稳定性有影响的活动性断裂等特殊部位；

（4）当需追溯地质问题或地质界线时，亦应据需要扩大解译工作的范围；

（5）对工程建设有影响的不良地质作用分布的范围。

2. 架空输电线路工程解译重点

架空输电线路工程，应对拟选线路沿线的地层岩性、矿产资源分布、区域性特殊岩土、不良地质作用和地质灾害分布等条件进行解译分析，为线路路径优化和塔位选择提供依据。工程地质解译重点内容包括以下几个方面：

（1）地貌形态、类型、组合与分布；

（2）地层时代、岩性，地层的成因、特征及分布；

（3）地质构造，褶皱、断层的分布位置、规模、交接关系、活动性；

（4）地下水类型、分布、富水性；

（5）不良地质现象类型、分布、规模、危害程度。

（二）解译工作比例尺

解译工作比例尺应据不同的解译要求而不同。不同电力工程建设项目采用的解译工作比例尺见表2-11。

表2-11 解译工作比例尺

建设项目类型	工作比例尺	
	航片	卫片
厂（站）区工程	1:20000～1:5000	1:50000～1:25000
架空输电线路工程	1:20000～1:5000	1:100000～1:50000

（三）岩土工程解译内容

岩土工程解译的主要内容有：

（1）地貌解译：划分不同地貌单元类型、成因及组合关系。

（2）地层岩性解译：建立岩性解译标志，划分出不同地层及成因类型。

（3）地质构造解译：解译区内不同地质构造的展布、组合关系及活动特征，判断构造的性质、破碎带范围和延伸方向等。

（4）不良地质作用解译：解译滑坡、泥石流、采空区和崩塌等不良地质作用分布位置、形态及发展趋势。

（四）直接解译标志

凡是在遥感图像上能直接看到的可供判读的影像特征，称为直接解译标志，它包括目标地物的色调、色彩、大小、形状、阴影和纹理等特征。常见直接解译标志见表2-12。

表2-12 常见直接解译标志表

直接解译标志	反映的地质信息
形状	形状描述了地物外形与结构。物体特有的形状可以用来识别目标地物，如线状、面状的图像特征，往往是断裂、地表水系、断层面、侵入岩体等自然迹线、构造面在遥感图像上的反映
大小	目标地物的大小，是在二维度空间上对物体尺寸的测量。比较物体相对大小，有助于我们认识目标地物性质。判断地物大小，必须考虑图像的比例尺
阴影	地面上凸出或凹陷的地物，在阳光照射下产生的影子。阴影分为本影和射影，本影可获得地物的立体感，射影可以测量地物高度。应注重区分不同遥感图色中阴影的解译不同，如侧视雷达图像和热红外图像中阴影的成因不同
色调（颜色）	指全色遥感图像中从白到黑的密度比例叫色调（灰度），利用目标地物与背景之间存在的能被人视觉所分辨出来的色调差异，可区分不同性质的目标地物。如在遥感黑白图像中，河漫滩上干燥的砂砾石色调发白，而饱水的砂砾石色调发黑；遥感图像中目标地物的颜色，是其在不同波段中反射或发射电磁波能量差异的综合反映，真彩色遥感图像上地物颜色能够真实地反映实际地物颜色特征
纹理	也叫内部结构，是通过色调或颜色变化所表现的细纹或细小的图案，也是图像具有相同或相似图像组合显示出的一种特征。纹理图案在地质学中常常是具有相同或相似岩性构成的微地貌、地质构造等地物景观的直接反映，如链状、新月状纹理是沙漠地貌典型图像特征

续表

直接解译标志	反映的地质信息
图形	指目标地物以一定规律排列而成的图形结构。图形是一个综合性解译标志，是由形状、大小、色调（颜色）、纹理等图像特征组合而成。图形能够反映出地物的地学信息，如水系形状有树枝状、格网状等多种图形，它们综合地反映出流域内地质构造和水文特征

（五）间接解译标志

间接解译标志是指遥感图像中能够间接反映与表现目标地物信息的各种特征，借助这些特征可以推断与某地物属性相关的其他一些现象，如河流心滩、沙嘴的形态特征是确定河流流向的间接解译标志。

1. 水系分析

水系是多级水道组合而成的水文网，由于地质环境特征不同，水系类型所反映的地质现象各有不同，水系的类型和连续性是地质解译的基础。一定区域内水系的密度、均匀性、沟谷形态和水系类型，反映了本区特有的岩性和地质构造的特征，常见的有树枝状水系、格状水系、羽毛状水系、平行状水系、放射状水系、环状水系等。

2. 地貌形态分析

地貌特征差异是地表地质体依属性不同，在内外营力作用下的综合产物。特定的地貌类型、形态及其组合，间接地反映了地质体属性特征的变化规律，是地层、岩性和构造现象的解译标志。

3. 植物标志

植物的密度变化和选择性生长都可能用来分析地质体属性特征，如河谷区和灰岩山区植物的种类和分布特征不同，又如自然状态下植物呈线状排列常表现为节理和断裂的展布方向。

4. 水文标志

主要包括小溪、河流、湖泊、沼泽和地下水溢出区等，在干旱和半干旱区各要素的组合，对遥感图像的解译具有一定的意义。

5. 土壤标志

土壤类别、分布、颜色、含水性与附生植物等对解译均有指示意义。

6. 人工标志

人类活动的大量痕迹，如采矿、兴修水利和工程建设所带来的对环境的影响，可作为地质解译的间接标志。

第三节 工 程 物 探

物探是以地质体内部的各种物理性质差异为基础，运用适当的物理学原理和相应的仪器设备，通过分析研究观测到的物理场特征，对地质体（含地下人工坑室与设施）进行推断解释的勘探方法。近年来物探技术在电力工程建设中发挥了较大的作用，物探应用于岩土工程勘察通常称为工程物探。

一、工程物探工作范围与特点

（一）工程物探工作范围

工程物探在电力行业开展的工作范围主要有以下几方面：

（1）土壤物性测试：包括电性参数（土壤电阻率、大地导电率）测试、土壤热物性参数（热导率、热容率、温度）测试、剪切波速测试等。

（2）基桩检测：包括基桩高应变、低应变动力检测，动刚度测试。

（3）岩土工程勘察：在岩溶及特殊土（如冻土）区施工验槽、第四系覆盖层调查及输电线路勘察项目在复杂地质构造地区利用工程物探方法进行勘探工作等。

（4）施工检测及超前预报：地基检测，岩溶、洞穴、孤石、破碎带、含水层分布等超前预报。

（二）工程物探的特点

（1）测量成果判释具有多解性。工程物探是一种间接的勘察手段，它的优点是较之钻探和井探轻便、经济而迅速，能够及时解决工程地质测绘中难于推断而又亟待了解的地下地质情况，所以常常与工程地质测绘工作配合使用，也可作为钻探和井探的先行或辅助手段。但是，物探成果判释往往具多解性，方法的使用又受地形条件等的限制，其成果往往需用勘探工作来验证。

（2）适用于山区等复杂作业环境。山区地层结构通常较为简单，往往由下部的基岩和上覆的坡残积覆盖层组成。查明覆盖层深度位置和上部土层的岩性结构是主要的勘察任务之一，但往往因植被繁茂、交通困难而很难开展钻探工作，且成本与工期也难于承受，在这种环境下对于架空输电线路等工程以物探作为主要勘察手段，再辅助以少量的钻孔和探井，一般都能够取得事半功倍的效果。

（3）可获得连续的剖面信息。岩溶发育区的电力工程项目，钻探是主要的岩溶勘察手段，通过见洞率、线性岩溶率等指标来判断岩溶的发育程度和工程影响程度，但其联通性、方向性即使采用大量的钻探工作也很难完整呈现，而连续的物探剖面则可能查明岩溶的分布特征。

（4）适用范围广，节约、环保。地质界面探测（含土层界面、基岩面与风化带、岩溶和土洞、孤石、断裂和破碎带、滑坡、地下水、冻土探测）等，采用地质雷达法、面波法、高密度电法等物探方法，相对于传统的勘探手段（钻探、轻型动力触探、井探、槽探

等)，物探方法具有工作效率高、勘探成本低、勘探深度及范围大、环境破坏小等优点，而且现场可以提供勘探成果，便于评价建设场地和地基的稳定性和适宜性。

二、常用工程物探方法

工程物探应用于电力行业岩土工程勘察中常用的方法有波速法、电阻率法、高密度电阻率法、地质雷达法、面波法等，有时也根据探测目标选择浅层地震反射波法、瞬变法电磁法、大地电磁法等。实际应用中应根据所完成的任务要求及工程场地岩土的物理特性，选择一种或几种适宜的方法进行。

（一）波速法

工程物探波速法一般包括单孔检层法、跨孔波速法，主要用于测定各类岩土体的压缩波、剪切波波速。

（二）电阻率法

电阻率法测试土壤电阻率、大地电导率，是岩土工程勘察中最常见的物探方法之一，测试成果可用于电气专业接地系统设计。常用电阻率法为四极电测探法。

野外测量装置方式采用温纳尔装置（即供电极距和测量极距同时移动的测量方法），测量装置见图2-1。极距设计以能反映设计要求的探测深度为尺度，即最小供电电极距使得实测曲线左支有渐近线，最大供电电极距能够满足设计要求，相邻供电电极距的比值一般在1.2～1.7。

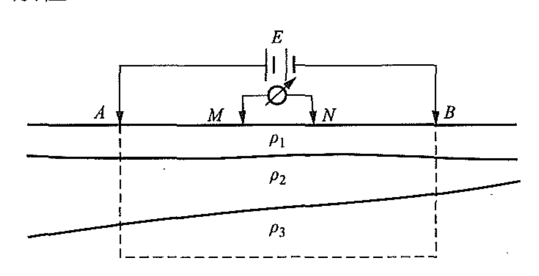


图 2-1　野外测量装置示意

测量极距 *MN* 和供电极距 *AB* 的关系为 $MN/2=AB/6$。测量电极距与供电电极距关系满足规范要求 $AB/3 \geqslant MN \geqslant AB/30$。

（三）高密度电阻率法

高密度电阻率法是集电测深法和电剖面法于一体的一种多装置、多极距的组合方法，它具有一次布极即可进行多装置、多次数据采集的优点，其基本原理与普通直流电法一样，都是基于稳定电流场空间分布理论。

高密度电阻率法工作流程是：

（1）测量前，将全部电极铺设在测线上，然后通过多芯电缆（或智能盒控制）接入多路电极自动转换系统，通过电极转换系统与电法仪通信，实现数据采集中的自动电极转换。

（2）测量时，通过单片机控制对电极接地情况进行自动检查，并控制装置形式变化、极距大小变化及测点位置滚动，自动完成各测点的多极距、多装置形式数据采集工作，并将数据存储在电法仪的内存中。

（3）将仪器中的数据传输到微机中，通过专用软件对数据格式进行转换并进行反演处理，最后根据需要绘制单支曲线、剖面、切片等图件。

利用高密度电阻率法可对岩性界线、地下是否有空洞区及裂隙断层等进行勘察，并通过内业资料处理，得到电阻率反演断面，如图2-2所示。

（四）地质雷达法

地质雷达法探测是利用一个天线发射高频 10^6～10^9Hz 宽频带脉冲电磁波，另一个天线接收来自地下介质界面的反射波。电磁波在地下介质中传播时，遇到性质发生改变的部位，其反射波发生异常变形，接受的波形将随介质的电性及几何形态而变化，因此根据接收到波的旅行时间、幅度与波形资料可推断介质结构，达到查明地下地质异常的目的。采

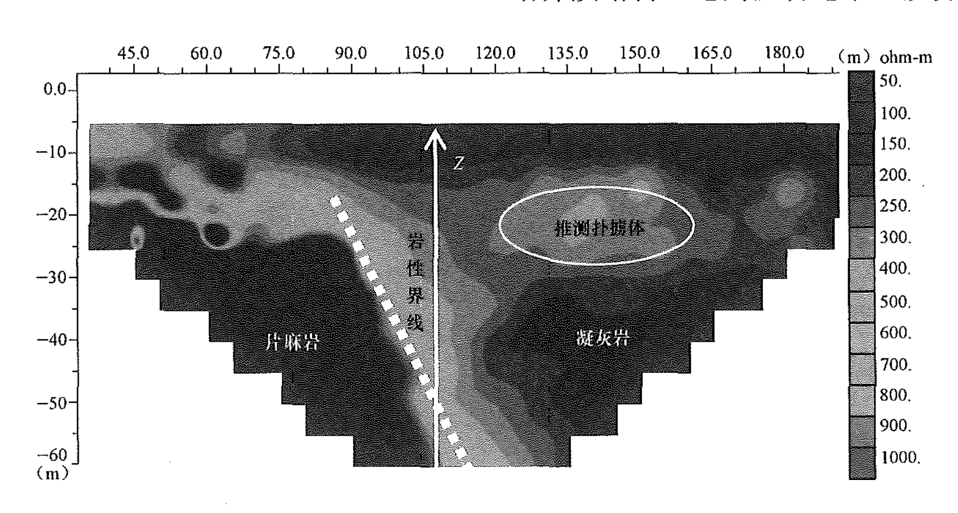


图 2-2　高密度电阻率法勘探岩性界线成果图

用雷达波探测地下目标或地质异常，可以配备从8M～2GHz不同频率的天线，天线中心频率决定了探测的深度和精度。

与常规物探方法相比，地质雷达法勘探有如下优点：

（1）地质雷达法探测是一种无损探测，野外工作时只需将发射天线与接收天线置于地面即可开展探测工作。

（2）探测精度相对较高，探测精度取决于发射频率，发射频率越大，探测精度越高。对30m深度范围以内，特别是15m深度范围以内的分辨率比较高，适合于大多数情况下的工程勘察。

（3）仪器重量小、野外操作方便，工作效率高，现场作业安全。

（4）受施工空间大小影响小，大面积工作且地形起伏较大时可进行地形校正。

（5）在工程勘察中可进行第四系地层分层、查找基岩面及岩溶、空洞、断层调查等，利用地质雷达法探测基岩风化层成果如图2-3所示。

（五）面波法

面波法是国内外近年来发展起来的一种新的浅层地震勘探方法。面波分为瑞利波（R波）和拉夫波（L波），而R波在振动波组中能量最强、振幅最大、频率最低，容易识别也易于测量，所以面波法勘探一般是指瑞利面波勘探。

R波在非均匀介质中传播具有频散特性，所以不同频率（波长）的R波具有不同的传播速度。模型试验和实测结果表明，当探测的岩土层介质较为均一时，R波的相速度随深度的加大而按线性增加，只有出现不同介质的分界面时，频散曲线会出现一个所谓"Z"字形变化，该变化特征是由于地表接收到的波从上一层漏能型波转入下一层漏能型面波，且此转折点与两介质间的界面埋深有密切的关系（一般为相应频率R波的半个波长），由此可依据实测频散曲线的"Z"字形变化点来划分地下岩性变化的分界面。图2-4为面波勘探风化带成果图，图2-5为面波勘探基岩面成果图。

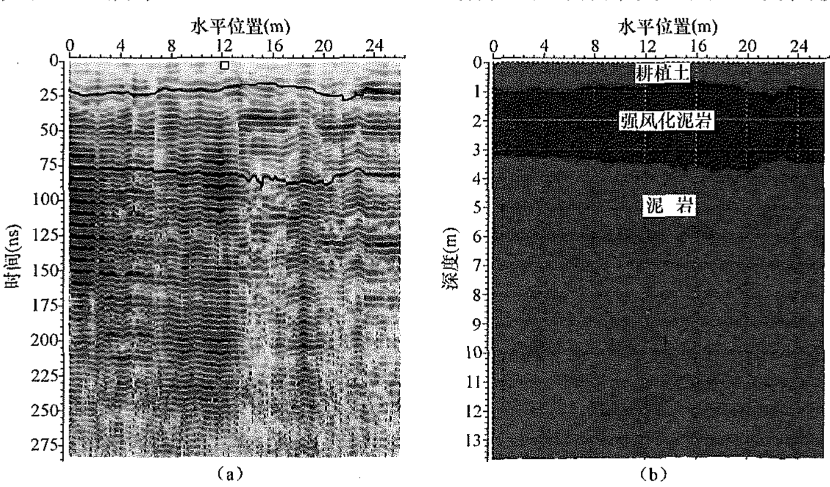
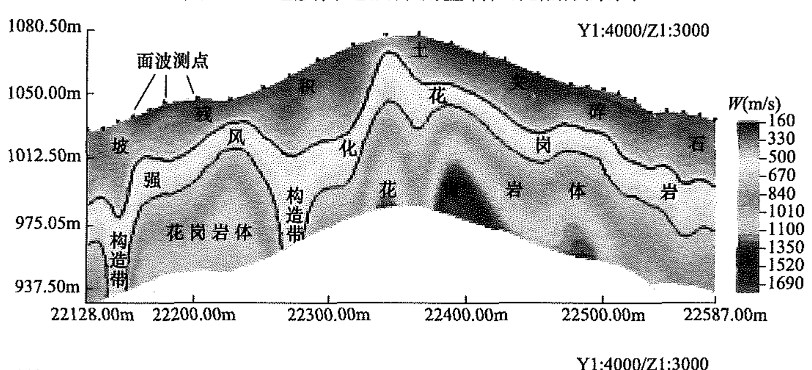


图2-3 地质雷达法探测基岩风化层成果图



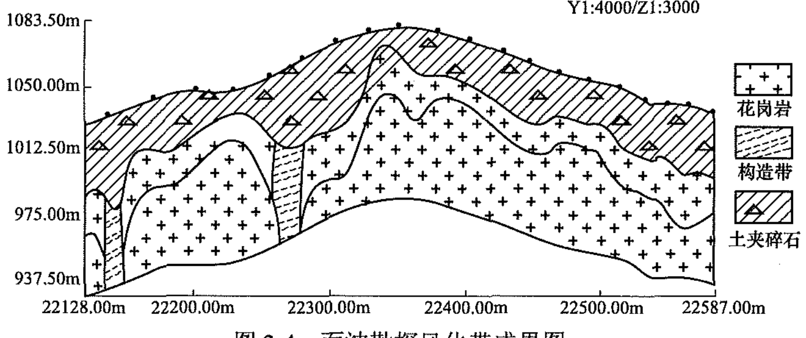


图2-4 面波勘探风化带成果图

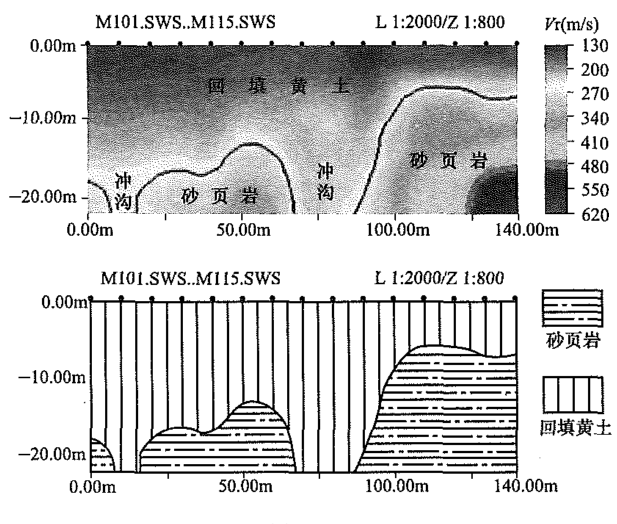


图 2-5　面波勘探基岩面成果图

三、工程物探方法的选用

在岩土工程勘察中，选用工程物探方法应符合以下条件：

（1）被探测对象与周围介质之间存在明显、足够的物理性质差异性；

（2）被探测对象要有一定的规模，且在可探测范围之内；

（3）能够排除干扰，区分有用信号和干扰信号。

物探工作常与工程地质调查、勘探工作及试验等紧密结合，物探成果应采用其他勘探手段进行验证。物探方法的条件性和成果的多解性，说明它有一定的使用局限。

四、常见地质界面探测

（一）土层界面探测

土层界面探测是岩土工程勘察的重要内容，在各方面条件（物性差异、层厚度、现场条件等）有利的情况下工程物探可以较好地完成探测工作。

（1）土层间存在明显的电性差异时，宜使用电阻率法、高密度电阻率法、地质雷达法；

（2）当探测深度较小时，宜采用面波法；

（3）外业工作中，当测区有钻孔、探井或天然剖面时，宜建立土层与物性参数的对应关系；

（4）物探资料的初步解释结果应及时与地质勘探资料进行对比，必要时调整仪器装置及工作参数。

（二）基岩面与风化带

基岩面及风化带探测的工作内容包括：调查基岩面的埋深及顶板的起伏形态，进行风化分带并确定其厚度、花岗岩地区发育的球状风化体（孤石）的探测等。

风化带探测时，一般在钻孔、探井旁进行试验工作，建立各风化带与物性参数的对应关系，风化带划分应结合地质勘探资料，分析计算各地质体的物性参数、圈定节理裂隙发育范围，如存在断裂，还应圈定断裂破碎带；采用电阻率法、高密度电阻率法探测时，应分析岩石电阻率的各向异性影响。

（三）岩溶和土洞

岩溶和土洞探测的工作内容包括：调查岩溶的性质、分布、埋深、规模及伸展方向，判断岩溶和土洞的充填情况，确定其埋藏深度及空间发育尺寸等。

目前对岩溶和土洞主要的物探手段为地质雷达法、高密度电阻率法、面波法等，探测前应调查测区岩溶发育条件和规律，在已知溶洞地段进行各种方法的对比试验，选择工作方法和工作参数，在异常区详细探测岩溶或土洞的空间发育规模时，应加密测量。

（四）断裂和破碎带

断裂和破碎带探测的工作内容包括：确定断裂和破碎带的位置、埋深、走向、规模、性质，进行断裂活动性评价等。

采用物探方法探测断裂和破碎带需具备一定的条件，即断裂的上下盘要有足够的物性差异或破碎带有足够的宽度。前者断裂本身是一个物性界面，后者由于破碎带的物理性质与断裂两旁的岩层不同，当其宽度与埋深比足够大时，就可用地面物探方法测得破碎带的顶部位置和宽度。探测时应根据任务的目的及要求、建设场地实际情况选择电阻率法、高密度电阻率法、地质雷达法等。

在断裂及破碎带的物探资料解释中，应充分收集和分析物探及钻探资料，给物探成果赋予地质含义；将测区具体地质特点和物探资料中判定断裂的一般标志相结合，确定识别断裂异常的具体标志；应通过钻探检验物探成果。

（五）滑坡

滑坡探测的工作内容包括：划分滑坡体的分布范围、厚度和滑床起伏形态，进行滑坡体分层，探测滑坡体内含水情况及含水层的分布和埋深等。

滑坡体的地质结构一般比较复杂，不同类型的滑坡具有不同的地球物理条件，可选择电阻率法、高密度电阻率法、面波法、地质雷达法等。外业工作应在滑坡体上先行试验，选择物探方法、观测系统和仪器工作参数；测线应沿滑动方向布置，并布置少量垂直滑动方向的横测线。一般应结合工程地质测绘、钻探（或坑探、槽探）等手段对滑坡进行综合勘探。在资料处理及解释过程中：反演时应建立合适的地球物理模型及边界条件；资料解释时应充分利用各种物探成果图件、工程地质测绘、钻探及测井资料，尽可能降低物探成果多解性，增强不同物探方法物性分层的一致性，提高探测成果的可靠性。

（六）冻土

冻土探测的工作内容包括确定季节性冻土的冻

融深度及范围，探测多年冻土上限及冻土层厚度，划分冻土类型，圈定融区范围，调查地下冰空间分布情况，进行地质分层等。

多年冻土区物探方法应综合考虑以下几方面因素进行选择：

（1）工作对象和内容：在少冰和多冰冻土区域，土体冻结后地质体的电性特征的变化会较其弹性特征的变化更为明显，因此，勘察重点为冻土分布特征时应优先考虑电阻率法、高密度电阻率法和地质雷达法，地质体的岩性变化时优先考虑面波法。

（2）工作效率、勘探精度和勘探深度：在20～30m深度范围内，地质雷达法的勘探精度和效率最高，成为此深度范围内冻土勘探方法的首选。

（3）工作时间：在地表封冻季节，由于地表冻结形成高阻抗（或高电阻率）屏蔽层，阻止地震波（或电流）向下传播，使探测深度大幅度降低，而且检波器（电极）接地困难。因此在地表封冻季节，电阻率法、高密度电阻率法和面波法不宜开展工作，地质雷达法则不受地表冻结限制。

（七）水域

位于水域（江、河、湖、海）的电力工程项目需要对水域的条件进行探测。水域探测的工作内容包括：了解测区水底地形、水底埋藏物、障碍物及抛石工程现状，调查沉积层结构、探测基岩埋深、基岩断裂带及断裂带倾向等。

水域探测方法可根据探测目的及任务要求选择面波法，即浅层地震反射波法、高密度电阻率法等。因海水具有高导电性和对电磁波吸收强的特点，地质雷达法不适宜在海域使用。

五、岩土特性指标测量

土壤电阻率和波速为物探测试方法，其测试结果常做为岩土特性指标。

（一）土壤电阻率

土壤电阻率测量目的是通过对测区内一定深度范围内的岩土电阻率进行测试，为电气接地系统设计和岩土工程专业腐蚀性评价提供基础资料。

土壤电阻率常用的测量方法有电阻率法。电阻率法为直接测量方法，一般可测量地下0～200m深度的土壤电阻率，电阻率法最大供电电极距$AB/2$宜大于设计要求深度的3倍。开挖整平场地应在回填土层施工完成后再进行测量，当土壤电阻率各向异性较大时，应在测点“十”方向上放线测量，测量成果资料应说明测点土壤性质、湿度及其他需要特别说明的情况。

（二）波速

波速测试的目的是通过现场弹性波试验得到土层的剪切波波速、压缩波波速，计算地基的动弹性模量、动剪变模量和动泊松比，进行建筑场地类别的划分和场地土层的地震反应分析。

波速测试方法主要采用单孔检层法和跨孔波速法，面波法使用相对较少，测试深度不应超过150m。这几种方法中，跨孔波速法精度最高，单孔检层法次之，面波法测试深度较浅且精度较低。一般情况下，当建设场地有钻井（孔）时，建议采用单孔检层法或跨孔波速法；无钻井（孔）且覆盖层较薄时，可采用面波法。

六、地下管沟与坑室探测

（一）地下管沟

电力行业地下管沟探测的对象包括：埋设于地下的用于给水、排水、燃气、热力、工业等各种管沟（道）以及电力和电信电缆。

地下管沟探测通常需要查明地下管沟的平面位置、走向、埋深（或高程）、规格、性质、材料、数量等，并编绘地下管线图。根据探测对象及现场条件选择地质雷达法、面波法等，现场条件复杂时采用综合探测法。

（二）地下坑室

地下坑室指人工成因的地下坑洞，常见的地下坑室包括防空洞、采空区、采金洞、窑洞、坎儿井、地窖、地道、地下碉堡、墓穴等人工修建或人类活动形成的地下隐蔽空间。

地下坑室探测的内容包括埋深、规模、走向及空间尺寸等参数，判断其垮塌及充填情况等。地下坑室与岩溶、土洞等天然洞室的一个显著区别是既有规律可循也有线索可访，在大多数情况下为埋深不大的空腔体，用电阻率法、高密度电阻率法、地质雷达法等比较容易探测。当地下坑室埋深很大且有充填物时，如采空塌陷区，物探工作往往要困难一些。

地下坑室探测外业工作的基本要求如下：

（1）搜集相关设计、施工图纸，实地走访调查地下坑室的埋深、规模、走向；

（2）根据现场试验确定测量参数；

（3）详细探测地下坑室的埋深、走向、空间尺寸等参数时应加密测线；

（4）以文字或拍照的方式记录地下坑室引起的地面塌陷、周边建（构）筑物下沉、墙体裂缝、地表水渗漏等异常情况。

第四节 钻 探

钻探、井探与槽探均是直接的勘探手段，三者中钻探方法使用最广泛，可根据地层类别和勘探要求选用不同的钻探方法。当钻探方法难以查明地质情况时，可采用井探与槽探方法。

一、钻机类型及其主要技术性能

在岩土工程勘察中，钻机主要类型为回转钻进动力头式钻机，少数为冲击钻进的方式。目前国产的部分钻机类型及其特点和主要技术性能见表2-13。近年来，特高压输电线路工程发展迅猛，由于不少塔基都位于山区，交通非常不便，采用了轻便且组装简便的背包式钻机钻进，取得了极佳的效果。

表2-13 几种常用钻机特点及适用条件

钻机名称及型号	主要特点	适用条件
XY-2岩芯钻机	立轴回转式油压钻机，变速箱正转有四个速度，反转有四个速度，钻机质量900kg（不包括动力机），最大解体部件175kg	能适应各种地层，便于处理事故
XY-1岩芯钻机	立轴回转式油压钻机，钻机结构紧凑，钻机、水泵及动力机都安装在同一底架，分解性强，便于搬运	能适应各种地层，适用于平原及山区工作
DPP-100型汽车钻机	液压加压给进液压起落塔的汽车钻机，汽车钻机各运转部分所需动力均由汽车发动机供给	能在各种地层中钻进
G2工程钻机	一种车装钻机，能回转钻进、冲击钻进、振动钻进、静压取土试样	主要适用于第四系地层
SH30工程钻机	具有冲击、回转两种钻进方式，钻机的适应性强	可用于粉土、黏性土、砂类土、卵石及填土等地层钻进

续表

钻机名称及型号	主要特点	适用条件
GY-1型轻便工程钻机	冲击、回转钻进方式，钻孔直径46～300mm，钻进深度20～150m，装载形式有滑撬式和拖挂式	能在各种地层中钻进
GY-50-1型钻机	具有回转、冲击钻进功能，采用液压给进方式，开孔直径130mm，钻进深度50m	主要适用于第四系地层
HW-B30型便携式岩芯取样钻机（背包式钻机）	回转钻进方式，钻杆直径42mm，开孔直径50mm/100mm，终孔直径50mm，钻进深度15m	可用于粉土、黏性土、砂类土、岩石等地层钻进，特别适用于交通不便的野外作业

二、钻孔规格

（一）钻孔孔径和钻具规格

电力工程地质钻孔孔径和钻具规格应符合表2-14的规定。

（二）钻孔成孔孔径确定原则

钻孔成孔孔径应根据钻孔取样、测试要求、地层条件和钻进工艺等确定，并应符合表2-15的规定。

三、钻进方法及钻探工艺

电力工程勘察采用的钻进方法和钻进工艺应根据岩土类别、岩土可钻性分级和钻探技术要求等确定，钻进方法可按表2-16选用。

表2-14 工程地质钻孔及钻具口径系列

钻孔口径（mm）	钻具规格（mm）										相应于DCDMA标准的级别
	岩芯外管		岩芯内管		套管		钻杆		绳索钻杆		
	D	*d*	*D*	*d*	*D*	*d*	*D*	*d*	*D*	*d*	
36	35	29	26.5	23	45	38	33	23			E
46	45	38	35	31	58	49	43	31	43.5	34	A
59	58	51	47.5	43.5	73	63	54	42	55.5	46	B
75	73	65.5	62	56.5	89	81	67	55	71	61	N
91	89	81	77	70	108	99.5	67	55			
110	108	99.5			127	118					
130	127	118			146	137					
150	146	137			168	156					S

注 1. DCDMA标准为美国金刚石钻机制造者协会标准。
2. *D*为外径；*d*为内径。

表2-15 钻孔成孔孔径 （mm）

钻孔性质		第四系土层	基岩
鉴别与划分土层/岩芯钻孔		≥36	≥59
取Ⅰ、Ⅱ级土试样钻孔	一般黏性土、粉土、残积土、全风化岩层	≥91	≥75
	湿陷性黄土	≥150	

续表

钻孔性质		第四系土层		基岩
取Ⅰ、Ⅱ级土试样钻孔	冻土	≥130		≥75
原位测试钻孔		大于测试钻头直径		
压水、抽水试验钻孔		≥110	软质岩石	硬质岩石
			≥75	≥59

注 采取Ⅰ、Ⅱ级土试样的钻孔，成孔孔径应比使用的取土器外径大一个径级。

表 2-16 钻 进 方 法

钻进方法		钻进地层					勘察要求	
		黏性土	粉土	砂土	碎石土	岩石	直观鉴别采取不扰动样	直观鉴别采取扰动样
回转	螺旋钻进	++	+	–	–	–	++	++
	无岩芯钻进	++	++	++	+	++	–	–
	岩芯钻进	++	++	++	+	++	++	++
冲击钻进		–	+	++	++	+	–	–
锤击钻进		++	++	++	+	–	+	++
振动钻进		++	++	+	+	–	+	++
冲洗钻进		+	++	++	–	–	–	–

注 1. ++：适用；+：部分适用；–：不适用。
2. 螺旋钻进不适用地下水位以下的松散粉土和饱和砂土。

（1）对于要求采取岩芯的钻孔，应采用回转钻进；对于黏性土，可根据地区经验采用螺旋钻进或锤击钻进方法；对于碎石土，可采用植物胶浆液护壁金刚石单动双管钻具钻进。

（2）对于需要鉴别土层天然湿度和划分地层的钻孔，当处于地下水位以上时，应采用干钻；当需要加水或使用循环液时，可采用内管超前的双层岩心管钻进或三重管取土器钻进；当处于地下水位以下，且采用单层岩芯管钻进时，可采用无泵反循环钻进。

（3）地下水位以下饱和粉土、砂土，宜采用回转钻进方法；粉砂、细砂层可采用活套闭水接头单管钻进；中砂、粗砂、砾砂层可用无泵反循环单层岩芯管回转钻进并连续取芯，取芯困难时，可用对分式取样器或标准贯入器间断取样。

（4）岩石宜采用金刚钻头或硬质合金钻头回转钻进，软质岩石及风化破碎岩石宜采用双层岩芯管钻头钻进或绳索取芯钻进；易冲刷和松软的岩石可采用双管钻具或无泵反循环钻进；硬、脆、碎岩石宜采用双管钻具、喷射式孔底反循环钻进或冲击回转钻进。

（5）当需要测定岩石质量指标（RQD）时，应采用外径 75mm（N 型）的双层岩芯管和金刚石钻头。

（6）预计采取Ⅰ、Ⅱ级土试样或进行原位测试的钻孔，应选择合适钻进方法，并应满足有关规定。

（7）勘探浅部土层时，可采用下列钻进方法：

1）小口径螺旋麻花钻（或提土钻）钻进；

2）小口径勺形钻钻进；

3）洛阳铲钻进。

四、岩土的可钻性及其分类

由于各种岩土具有不同的物理力学性质，对钻进速度有不同的影响。在实际钻进过程中，在一定的技术条件下，测定出的各种岩土的钻进速度，通称为岩土的可钻性，也就是岩土被钻头破碎的难易程度。岩芯钻探时岩土的可钻性分级见表 2-17。

表 2-17 岩 土 可 钻 性 分 级

岩土可钻性分级	岩土硬度	代表性岩土	可钻性指标（m/h）	
			金刚石	硬质合金
Ⅰ	松软、松散	流塑～软塑的黏性土、有机土（淤泥、泥炭、耕土），稍密的粉土，含硬杂质在 10%以内的人工填土		
Ⅱ	较松软、松散	可塑的黏性土，中密的粉土，新黄土，含硬杂质 10%～25%的人工填土，粉砂、细砂、中砂		

续表

岩土可钻性分级	岩土硬度	代表性岩土	可钻性指标（m/h）	
			金刚石	硬质合金
Ⅲ	软	硬塑、坚硬的黏性土，密实的粉土，含杂质在25%以上的人工填土，老黄土，残积土，粗砂，砾砂，砾石，轻微胶结的砂土，石膏、褐煤、软烟煤、软白垩地层		
Ⅳ	稍软	页岩、砂质页岩、油页岩，炭质页岩，钙质页岩，砂页岩互层，较致密泥灰岩，泥质砂岩，中等硬度煤层，岩盐，结晶石膏，高岭土，火山凝灰岩，冻结的含水砂层		>3.9
Ⅴ	稍硬	崩积层，泥质板石，绿泥石、云母、绢云母板岩，千枚岩、片岩，块状石灰岩，白云岩，细粒结晶灰岩、大理岩，较松散的砂岩，蛇纹岩，纯橄榄岩，硬烟煤，冻结的粗砂、砾石层、冻土层，粒径大于20mm含量大于50%的卵石、碎石，金属矿渣	2.9～3.6	2.5
Ⅵ	中	轻微硅化的灰岩，方解石、绿帘石矽卡岩，钙质胶结的砾石，长石砂岩，石英砂岩，石英粗面岩，角闪石斑岩，透辉石岩，辉长岩，冻结的砾石层，粒径大于40mm、含量大于50%的卵石、碎石，混凝土构件、砌块、路面	2.3～3.1	2.0
Ⅶ	中	微硅化的板岩、千枚岩、片岩，长石石英砂岩，石英二长岩	1.9～2.6	1.4
Ⅷ	硬	硅化绢云母板岩、千枚岩、片岩、片麻岩、绿帘石岩，含石英的碳酸岩石，含石英重晶石岩石，含磁铁矿和赤铁矿的石英岩，钙质胶结的砾岩，玄武岩，辉绿岩，安山岩，辉石岩，石英安山斑岩，中粒结晶的钠长斑岩和角闪石斑岩，细粒硅质胶结的石英砂岩和长石砂岩，含大块燧石灰岩，轻微风化的花岗岩、花岗片麻岩、伟晶岩、闪长岩、辉长岩等。粒径大于80mm含量大于50%的卵石、碎石	1.5～2.1	0.8
Ⅸ	硬	高硅化的板岩、千枚岩、灰岩、砂岩；粗粒的花岗岩、花岗闪长岩、花岗片麻岩、正长岩、辉长岩、粗面岩；微风化的石英粗面岩、伟晶花岗岩、灰岩、硅化的凝灰岩、角页岩化凝灰岩、细粒石英岩、石英质磷灰岩、伟晶岩。粒径大于100mm含量大于50%的卵石、碎石、半胶结的卵石土	1.1～1.7	
Ⅹ	坚硬	细粒的花岗岩，花岗闪长岩，花岗片麻岩，流纹岩，微晶花岗岩，石英粗面岩，石英钠长斑岩，坚硬的石英伟晶岩，燧石岩。粒径大于130mm含量大于50%的卵石、碎石、胶结的卵石土	0.8～1.2	
Ⅺ	坚硬	刚玉岩，石英岩，碧玉岩，块状石英，最坚硬的铁质角页岩，碧玉质的硅化板岩，燧石岩。粒径大于160mm含量大于50%的卵石	0.5～0.9	
Ⅻ	最坚硬	未风化极致密的石英岩、碧玉岩、角页岩、纯钠辉石刚玉岩，石英，燧石，碧玉。粒径大于200mm含量大于50%的漂石、块石	<0.5	

五、冲洗液和护壁堵漏

钻孔冲洗液和护壁堵漏材料应根据地层岩性、任务要求、钻进方法、设备条件和环境保护等要求进行选择，常用冲洗液和护壁堵漏材料宜按表2-18选择。

表2-18　常用冲洗液和护壁堵漏材料及其适用范围

冲洗液和护壁堵漏材料	适用范围
清水	致密，稳定土层和非冲蚀性岩层
泥浆（无固相冲洗液）	风化、松散破碎地层，吸水膨胀性地层，节理裂隙较发育的漏失性地层
黏土	局部孔段的坍塌漏失地层，钻孔浅部或覆盖层有裂隙，产生漏、涌水等情况的地层

续表

冲洗液和护壁堵漏材料	适用范围
水泥浆	较厚的破碎带，塌漏较严重的地层，特殊泥浆及黏土处理无效、漏水严重的裂隙地层等
生物、化学浆液	裂隙很发育的破碎、坍塌漏失地层，一般用于短孔段的局部护壁堵漏
植物胶泥浆	松散、掉块、裂隙地层或胶结较差的地层，如卵砾石层、砂层
套管	严重坍塌、漏失、涌水层、缩孔地层，较大的溶洞，松散的砂层土层
盐溶液和饱和盐水	用于钻进冻结岩层和岩盐层
空气	用于干旱缺水地区、适用基岩和严重漏水层

六、采取鉴别土样及岩芯

（1）钻探过程中，岩芯采取率应逐回次计算，并应符合表2-19的规定。

表2-19　　岩芯采取率　　（%）

岩土层		岩芯采取率
黏土层		≥90
粉土、砂土层	地下水位以上	≥80
	地下水位以下	≥70
碎石土层		≥50
完整岩层		≥80
破碎岩层		≥65

（2）对于需要重点研究的破碎带、滑动带，应根据工程技术需求提高取芯率，并宜定向连续取芯。

（3）钻进回次进尺应根据岩土层情况、钻进方法、钻进工艺要求、工程特点等确定，并应符合下列规定：

1）满足鉴别厚度小于0.2m的薄层要求。

2）在钻进黏性土中，回次进尺不宜超过2.0m，在粉土、饱和砂土中，回次进尺不宜超过1.0m，且不超过螺纹长度或取土筒（器）长度；在预计的地层界线附近及重点探查部位，回次进尺不宜超过0.5m；采取原状土样前用螺旋钻头清土时，回次进尺不宜超过0.3m。

3）岩层中钻进时，回次进尺不得超过岩芯管长度；在软质岩层中，回次进尺不得超过2.0m；在破碎岩石或软弱夹层中，回次进尺应为0.5～0.8m。

（4）鉴别土样及岩芯的保留与存放应符合下列规定：

1）除用作试验的土样及岩芯外，其余土样及岩芯应存放于岩芯盒内，并应按钻进回次先后顺序排列，注明深度和岩土名称，且每一回次应用岩芯牌隔开；

2）易冲蚀、风化、软化、崩解的岩芯，应进行封存；

3）存放土样及岩芯的岩芯盒应平稳安放，不得日晒、雨淋和融冻，搬运时应盖上岩芯盒箱盖，小心轻放；

4）岩芯宜拍摄照片保存；

5）岩芯保留时间应根据勘察要求确定，并应保留至钻探工作检查验收完成。

七、特殊场地钻探

（一）岩溶场地钻探

（1）在岩溶地区钻探时，进场前应搜集当地区域地质资料，并应配置相应钻具、护管和早强水泥。岩溶地区的钻探特征一般为：钻具突然下落、孔内不返水、岩层变软、进尺变快、岩芯中有钟乳石及溶蚀现象，钻进时有异常声响。当遇有蜂窝状小型溶洞群、严重漏水并无法干钻钻进且护管无效时，应使用早强水泥浆进行封堵。

（2）岩溶发育地区钻进过程中，当钻穿溶洞顶板时，应立即停钻，并操作钻具缓慢下入溶洞内，探明溶洞大小，确定钻进方案。

（3）当溶洞内有充填物时，应采用双层岩芯管钻进或采用无泵钻进，确保岩芯完整。

（4）对无充填物或充填物不满的溶洞，钻进时钻具应有导向措施，在取出岩芯后应立即下套管隔离，防止钻孔歪斜。

（5）岩溶发育地区钻进时，应采用带卡簧或爪簧岩芯管取芯。钻具应慢速起落，遇阻时应分析原因并采取相应措施。

（二）水域钻探

（1）水域钻探开工前，应收集相关水域的水文、气象、航运等资料，并应做好钻探计划和安全措施。

（2）水域钻探，除在水面窄、水流急的河床可采用跨空索桥外，应在水上固定式钻探平台或钻探船、筏等浮式平台上进行。钻探平台类型应根据钻探水域的水文、气象、地质条件和勘探技术要求等确定。

（3）钻探点定位测量的仪器与方法，可根据场地离岸的距离进行选择。钻探点应按设计点施放，开孔后应实测点位坐标和高程，并应与最新测绘的水域地形图及水文、潮汐等资料进行核对。

（4）钻探点的点位高程应由多次同步测量的水深与水位确定，并可用处于稳定状态套管的长度作校核。在水深流急区域，不宜使用水砣绳测水深法确定点位高程。

（5）水深测量应在孔位附近进行，水深测量和水位观测应同时进行。在潮汐影响水域采用勘探船、筏等浮式平台作业时，应按勘探任务书要求定时进行水位观测，并应校正水面高程。在地层变层时，应及时记录同步测量的水尺读数和水深水位观测数据，并应准确计算变层和钻进深度。

（6）对于水域钻孔的护孔套管，除应满足陆域钻进的要求外，插入土层的套管长度应进入密实地层，并应保持稳定，确保冲洗液不跑漏。

（7）在涨落潮水域采用浮动平台钻探时，可安装与浮动平台连接的导向管，其直径应根据钻孔要求和流速而定，一般为ϕ159～ϕ219mm的外接箍套管，并配备0.3～1.0m短套管，以便水位涨落时，调整管口高度。

（8）钻船上应备足够数量的救生衣、医药用品、通信设备、堵漏和消防器材。夜间锚头一定要挂信号灯，以防锚的钢丝绳刮人，发生伤亡事故。

（三）冰上钻探

（1）冰上钻探前，应收集该区域的结冰期、冰层厚度及气象变化规律等资料。钻探施工过程中，应设专人定时对气象和冰层厚度变化进行观测。

（2）冰上钻探宜在封冰期进行，且冰层厚度不得小于 0.4m。春融期间，冰层实际厚度应大于 0.6m，且冰水之间不应有空隙；冰层厚度应满足钻探设备及人员的自重要求。

（3）冰上钻探前，应规划、设定冰上人员行走和机具设备、材料搬运路线，并应避开冰眼和薄弱冰带。

（4）钻场 20m 范围内，不得随意开凿冰洞。抽水、回水冰洞应在钻场 20m 以外。

（5）冲洗液中应加入适量防冻液。冲洗液池与基台间的距离宜大于 3.0m。

（6）冰上钻探时，应做好人员及土样防冻工作，钻场内炉具底部及附近应铺垫砂土等隔热层。

（7）在受海潮影响的河流、湖泊进行冰上钻探时，基台应高于冰面 0.3m 以上，并应根据冰面变化随时进行调整。

（8）应减轻冰上负载，勿将多余的器材放在钻场附近，并把取出的岩芯分批送至岸上。

八、地下水位测量

地下水位的测量应符合下列规定：

（1）遇地下水时应测量水位。

（2）对工程有影响的多层含水层的水位测量，应采取止水措施， 将被测含水层与其他含水层隔开。

（3）对于初见水位和稳定水位，可在钻孔、探井或测压管内直接测量。稳定水位测量的间隔时间按地层的渗透性确定，且对于砂土和碎石土不得少于 0.5h，对粉土和黏性土不得少于 8h，并宜在勘察结束后统一测量稳定水位。

（4）水位测量读数至厘米，精度不得低于±2cm。

（5）因采用泥浆护壁影响地下水位观测时，可在场地范围内另外布置专用的地下水位观测孔。

九、勘探编录

（1）勘探记录应在勘探进行过程中同时完成，记录内容应包括岩土描述及钻进过程两个部分。

（2）勘探现场记录表均应按钻进回次逐项填写。当同一回次中发生变层时，应分行填写，不得将若干回次或若干层合并一行记录。现场记录的内容，不得事后追记或转抄，误写之处可用横线划去在旁边更正，不得在原处涂抹修改。

（3）各类土层的描述应符合下列规定：

1）碎石土应描述下列内容：

①颗粒级配、颗粒含量、颗粒粒径、磨圆度、颗粒排列、胶结性及层理特征；

②粗颗粒形状、母岩成分、风化程度、坚固性和起骨架作用状况；

③充填物性质、湿度、充填程度及密实度。

2）砂土应描述下列内容：

①颜色、湿度、密实度；

②颗粒级配、颗粒形状、矿物组成、胶结性及层理特征；

③细粒含量。

3）粉土应描述下列内容：

①颜色、湿度、密实度；

②包含物、颗粒级配及层理特征；

③干强度、韧性、摇振反应、光泽反应。

4）黏性土应描述下列内容：

①颜色、湿度、状态；

②包含物、结构及层理特征；

③光泽反应、干强度、韧性等。

5）填土应描述下列内容：

①填土的类别，可分为素填土、杂填土、冲填土、压密填土；

②颜色、状态或密实度；

③物质组成、结构特征、均匀性；

④堆积时间、堆积方式。

6）对于特殊性岩土，除应描述相应土类的内容外，尚应描述其特殊成分和特殊性质。

7）对具有互层、夹层、夹薄层特征的土，尚应描述各层的特征和层理特征。

（4）岩石的描述应包括地质年代、地质名称、颜色、主要矿物、结构、构造和风化程度、岩芯采取率、岩石质量指标 RQD，对沉积岩尚应描述沉积物的颗粒大小、形状、胶结物成分和胶结程度；对岩浆岩和变质岩应着重描述矿物结晶大小和结晶程度。

（5）岩土的定名、描述术语及记录均应符合国家现行 GB 50021《岩土工程勘察规范》及 DL/T 5160《电力工程岩土描述技术规程》等标准的规定。鉴定描述应以目测、手触方法为主，并辅以部分标准化、定量化的方法或仪器。

（6）钻探过程的记录应包括以下内容：

1）使用的钻进方法、钻具名称、规格、护壁方式等；

2）钻进的难易程度、进尺速度、操作手感、钻进参数变化情况；

3）孔内情况，应注意缩径、回淤、地下水位或冲洗液位及其变化等；

4）取样及原位测试的编号、深度位置、取样工具名称规格、原位测试类型及其结果；

5）异常情况。

第五节 井探与槽探

一、井探与槽探开挖设计

当钻探方法难以准确查明地下情况时，可采用井探、槽探进行勘探。探井、探槽的深度、长度、断面尺寸等应按勘探任务要求确定，并应符合下列要求：

（1）在电力工程勘察中，井探在地质条件复杂地区和黄土地区经常使用。探井深度不宜超过地下水位，且不宜超过20m，掘进深度超过7m时，应向井内通风、照明；特殊情况下遇地下水时，应采取相应的排水降水措施。

（2）探井断面可采用圆形或矩形，且圆形探井直径不宜小于0.8m；矩形探井不宜小于1.0m×1.2m，圆形探井在水平方向上能承受较大的侧压力，相对其他形状的探井较安全，当根据土质情况需要放坡或分级开挖时，井口宜适当加大。

（3）槽探一般适用于了解构造线、破碎带宽度、不同地层岩性的分界线、岩脉宽度及其延伸方向等。探槽挖掘深度不宜大于3m；当大于3m时，应根据槽壁的稳定情况增加支撑或改用井探方法，槽底宽度不应小于0.6m，探槽两壁的坡度，应按开挖深度及岩土性质确定。在山区的输电线路工程勘察中，由于大部分基岩覆盖层较薄，可以布置探槽来查清覆盖层的厚度及基岩的风化程度。

（4）探井的井口宜选择在坚固且稳定的部位，并应能满足施工安全和勘探的要求。

（5）遇大块孤石或基岩，人工开挖难以掘进时，可采用控制爆破或动力机械方式掘进。

二、井探与槽探开挖采取的安全措施

（1）当地层破碎或岩土层不稳定，易坍塌又不允许放坡或分级开挖时，应对井、槽设支撑保护措施，支护方式可采用全面支护或间隔支护。当采用全面支护时，每隔0.5m及在需要重点观察部位应留下检查间隙。当需要采取Ⅰ级、Ⅱ级岩土试样时，应采取措施减少对井、槽壁取样点附近岩土层的扰动。

（2）探井、探槽开挖过程中的土石方堆放位置离井、槽、洞口边缘应大于1.0m，雨期施工时，应在井、槽、洞口设防雨篷和截水沟。

（3）探井与探槽当日未完成时，夜间应设警示标识，防止发生意外。

三、井探与槽探编录及回填要求

对于井探与槽探编录，除应文字描述记录外，尚应以剖面图、展开图等反映井、槽壁和底部的岩性地层分界、构造特征、取样和原位试验位置，并应辅以代表性部位的彩色照片。岩土描述内容同勘探编录。

井探与槽探的回填应符合以下要求：

（1）探井与探槽开挖工作完成后，应根据工程要求选择适宜的材料分层回填。回填材料和方法可按表2-20的要求选择；

表2-20 回填材料及方法

回填材料	回填方法
原土	每0.5m分层夯实
水泥、膨润土（4:1）制成泥浆或水泥浆	泥浆泵送入孔底，逐步向上灌注
素混凝土	分层捣实
灰土	每0.3m分层夯实

（2）探井与探槽宜采用原土回填，并应分层夯实，回填土的密度不宜小于天然土层；

（3）特殊地质或特殊场地条件下的井探与槽探的回填，应按勘探任务书的要求回填。

第六节 取样与分级

一、土试样质量等级

（1）采取土试样质量等级及各级别土试样适用的试验内容见表2-21的规定。

表2-21 土试样质量等级及适用的试验内容

级别	扰动程度	试验内容
Ⅰ	不扰动	土类定名、含水量、密度、强度试验、固结试验
Ⅱ	轻微扰动	土类定名、含水量、密度
Ⅲ	显著扰动	土类定名、含水量
Ⅳ	完全扰动	土类定名

（2）不扰动是指原位应力状态虽已改变，但土的结构、含水量、密度变化小，能满足室内试验各项要求。

（3）除地基基础设计等级为甲级工程外，对于可塑、硬塑状态的黏性土及非饱和中密、密实的粉土，在工程技术要求允许的情况下，可用Ⅱ级土试样进行强度和固结试验，但宜先对土试样受扰动的程度作抽样鉴定，判断用于试验的适宜性，并结合地区经验使用试验成果。

（4）不同等级土样的取样工具可按表2-22选择。

表 2-22 不同等级土样的取样工具适宜性

土试样质量等级	取样工具	适用土类										
		黏性土					粉土	砂土				砾砂、碎石土、软岩
		流塑	软塑	可塑	硬塑	坚硬		粉砂	细砂	中砂	粗砂	
Ⅰ	薄壁取土器 水压固定活塞	++	++	+	–	–	++	–	–	–	–	–
Ⅰ	薄壁取土器 自由活塞	–	+	++	–	–	+	+	–	–	–	–
Ⅰ	薄壁取土器 敞口	+	+	+	–	–	+	+	–	–	–	–
Ⅰ	回转取土器 单动三重管	–	+	++	++	+	++	++	++	–	–	–
Ⅰ	回转取土器 双动三重管	–	–	–	+	++	–	–	–	++	++	–
Ⅰ	探井（槽）中可取块状土样	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++
Ⅱ	薄壁取土器 水压固定活塞	++	++	+	–	–	+	+	–	–	–	–
Ⅱ	薄壁取土器 自由活塞	+	++	++	–	–	+	+	–	–	–	–
Ⅱ	薄壁取土器 敞口	++	++	++	–	–	+	+	–	–	–	–
Ⅱ	回转取土器 单动三重管	–	+	++	++	+	++	++	++	–	–	–
Ⅱ	回转取土器 双动三重管	–	–	–	+	++	–	–	–	++	–	–
Ⅱ	厚壁敞口取土器	+	++	++	++	++	+	++	++	++	–	–
Ⅲ	厚壁敞口取土器	++	++	++	++	++	++	++	++	++	+	–
Ⅲ	标准贯入器	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++	–
Ⅲ	岩芯钻头	++	++	++	++	++	++	+	+	+	+	+
Ⅳ	标准贯入器	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++	–
Ⅳ	岩芯钻头	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++	++

注 ++：适用；+：部分适用；–：不适用。

二、取土样技术要求

（1）采用套管护壁时，套管的下设深度与取样位置之间应保留三倍管径以上的距离。

（2）采用振动、冲击或锤击等钻进方法时，应在预计取样位置 1m 以上改用回转钻进。

（3）下放取土器前应清孔，且除活塞取土器取样外，孔底残留浮土厚度不应大于取土器废土段长度。采用贯入式取样时，取土器应平稳下放，不得碰撞孔壁及孔底。

（4）采取土试样时，宜采用快速静力连续压入法，贯入速度不应小于 0.1m/s。对于松散砂类土、碎石类土，取样时可在底靴上加装逆爪，在采取不扰动土样困难时，可采用植物胶冲洗液，有地区经验时，可采用重锤少击法取样；对于较硬土质，宜采用二重管、三重管回转取土器钻进取样，并保证钻机平稳、钻具垂直、平稳回转钻进；砂土扰动样可从标准贯入器中采取。

（5）岩石试样可利用钻探岩芯制作。采取的毛样尺寸应满足试块加工要求，有特殊要求时，试样的形状、尺寸和方向应按岩石力学试验设计要求确定。

（6）取土试样前，要对所使用的取土器仔细检查，确保零部件完好时才能使用，若有缺陷，应及时维修更换。

（7）在探井、探槽中取样时，应按试验仪器要求的尺寸来确定，并与开挖掘进进度同步进行。对于采取较薄土层时，可用环刀直接压入法取样。

三、取水样技术要求

（1）采取的水试样应代表天然条件下的水质情况。

（2）当有多层含水层时，应做好分层隔水措施，并应分层采取水样。

（3）取水试样前，应洗净盛水容器，不得有残留物质。

（4）取水试样过程中，应尽量减少水试样的暴露时间，及时封口；对需测定成分的水样时，应及时加入稳定剂。

（5）采取水试样后，应做好取样记录，记录内容应包括取样时间、孔号、取样深度、取样人、是否加入稳定剂等。

（6）水试样应及时送验，放置时间应符合试验项目的相关要求。

四、岩土样现场检验、封存及运输

（1）钻孔取土器提出地面之后，应小心地将土样连同容器（衬管）卸下，并应符合下列要求：

1）对于以螺钉连接的薄壁管，卸下螺钉后可立即取下取样管；

2）对以丝扣连接的取样管、回转型取土器，应采用链钳、自由钳或专用扳手卸开，不得使用管钳之类易于使土样受挤压或使取样管受损的工具；

3）采用外管非半合管的带衬管取土器时，应使用推土器将衬管与土样从外管推出，并应事先将推土

端土样削至略低于衬管边缘，防止推土时土样受压；

4）对各种活塞取土器，卸下取样管之前应打开活塞气孔，消除真空。

（2）对钻孔中采取的Ⅰ级不扰动试样，应在现场测定取样回收率。使用活塞取土器取样回收率大于1.0或小于0.95时，应检查尺寸测量是否有误，土样是否受压，并根据情况决定土样废弃或降低级别使用。

（3）采取的土试样应密封，密封可选用下列方法：

1）在钻孔取土器中取出土样时，先将上、下两端各去掉约20mm，再加上一块与土样截面面积相当的不透水圆片，然后浇灌蜡液至与容器端齐平，待蜡液凝固后扣上胶皮或塑料保护帽；

2）取出土样用适当的盒盖将两端盖严后，将所有接缝用纱布条蜡封封口；

3）采用方法一密封后，再用方法二密封。

对于软质岩石试样，应采用纱布条蜡封或粘胶带立即密封。

（4）每个土样封蜡后均应填贴标签，标签上下应与土样上下一致，并牢固地粘贴于容器外壁。土样标签应记载下列内容：

1）工程名称或编号。

2）孔（井、槽、洞）号、岩土样编号、取样深度、岩土试验名称、颜色和状态。

3）取样日期。

4）取样人姓名。

5）取土器型号、取样方法、回收率等。

（5）试样标签记载应与现场钻探记录相符，取样的取土器型号、取样方法、回收率等应在现场记录中详细记载。

（6）采取的岩土试样密封后应置于温度及湿度变化小的环境中，不得暴晒或冰冻。土试样应直立放置，严禁倒放或平放。

（7）运输岩土试样，应采用专用土样箱包装，试样之间用软柔缓冲材料填实。

（8）对易于振动液化、水分离析的砂土试样，宜在现场或就近进行试验。

（9）岩土试样采取之后至开始土工试验之间的储存时间，不宜超过两周。

第七节 原 位 测 试

原位测试一般是指在工程现场岩土体原来所处的位置，基本保持天然状态条件下，即保持天然结构、天然含水量及天然应力状态下，通过特定的测试仪器对岩土体工程性能进行测试，并运用岩土力学的基本原理对测试数据进行归纳、分析、抽象和推理以判断其状态或得出其性状参数的综合性试验技术。

原位测试是岩土工程勘察的重要组成部分。与室内试验相比，原位测试的代表性好、测试结果精度较高，因而较为准确可靠。同时，原位测试应用于岩土工程勘察的各个阶段，在施工和施工验收阶段也有重要作用。另外，原位测试也是岩土工程事故勘察和原因分析中最常用也是最直观可靠的技术手段。

原位测试可以测定难于取得不扰动土样的有关工程力学性质，可避免取样过程中应力释放的影响。

原位测试主要适用于以下条件：

（1）当原位测试比较简单，而室内试验条件与工程实际相差较大时。

（2）当基础的受力状态比较复杂，计算不准确而又无成熟经验，或整体基础的原位真型试验比较简单。

（3）重要工程必须进行必要的原位试验。

原位测试方法的选择应根据岩土体条件、设计参数要求、测试方法适用性和地区经验等因素综合分析确定。各种原位测试有其适用条件，有些理论往往建立在统计经验的关系上。影响原位测试成果的因素较为复杂，使得对测定值的准确判定造成一定的困难。

电力工程建设项目岩土工程勘察常用的原位测试手段及其适用性见表2-23。

表2-23　常用原位测试手段

土（岩）层	软岩石	碎石土（破碎岩）	砂土	粉土	黏性土	软土
静力触探试验	×	×	Δ	√	√	√
动力触探试验	Δ	√	√	Δ	Δ	×
标准贯入试验	Δ	Δ	√	√	√	Δ
平板载荷试验	√	√	√	√	√	Δ
钻孔旁压试验	Δ	Δ	√	√	√	√
十字板剪切试验	×	×	×	Δ	√	√
扁铲侧胀试验	×	×	√	√	√	√
现场波速试验	√	√	√	√	√	√

注　√表示比较适合，Δ表示可能适合，×表示不适合。

一、静力触探试验

静力触探试验（CPT）是用准静力将探头以匀速压入土中，利用探头内的力学传感器测量地层中的贯入阻力，并记录下来，通过贯入阻力的变化情况，了解土层的工程性质，适用于细颗粒松散～较密实状态的砂性土及黏性土地层。常用的静力触探试验有单桥静力触探试验、双桥静力触探试验和孔压双桥静力触探试验（CPTU）三种。

静力触探试验具有下列明显优点：

（1）测试连续、快速，效率高，功能多，兼有勘探与测试的双重作用；

（2）采用电测技术后，易于实现测试过程的自动化，测试成果可由计算机自动处理，大大减轻了人的工作强度。

电力工程中，静力触探试验广泛应用于火力发电厂、变电站、输电线路等岩土工程勘察。

（一）静力触探试验设备

静力触探试验设备包括贯入设备、探头和记录设备。

（1）贯入设备包括加压装置和反力设备。加压装置目前以全液压传动最为常见，此外还有手摇式、齿轮机械式、链式等加压装置。反力装置为加压装置提供反力，一般有三种形式：利用地锚做反力、利用重物做反力、利用车辆自重做反力。

（2）根据功能探头分为单桥探头、双桥探头和孔压静力触探试验探头。单桥探头仅获取比贯入阻力，不能区分侧壁摩阻力和锥尖阻力；双桥探头可分别测得侧壁摩阻力和锥尖阻力；孔压双桥静力触探试验探头同时测得侧壁摩阻力、锥尖阻力和孔隙水压力，还能测定探头周边土中孔隙水压力消散过程。

（3）常用静力触探试验测量仪器为自动记录仪，由稳压电源、电桥、滤波器、放大器、滑线电阻和可逆电机组成，也有计算机软件连接采集仪共同记录数据的方式。

（二）静力触探试验要点

探头应匀速压入土中，贯入速率 1.2m/min。

探头的归零检查包括以下内容：

（1）单桥或双桥静力触探试验时，贯入 0.5～1m 后，上提探头 5～10cm，调表归零，开始正式贯入。之后按 2～3m、5～6m 间隔检查归零，终孔时和探头拔出地面时，记录零漂值。

（2）孔压双桥静力触探试验在贯入过程中不得提升探头，终孔时记录锥尖和侧壁的零漂值，探头出地面后，及时记录孔压计零漂值。

试验数据一般按贯入 0.1m 记录一次频率采集，标注出深度和归零检查结果。

（三）静力触探试验成果的整理

1. 静力触探试验参数的计算

$$R_f = f_s / q_c \times 100 \tag{2-1}$$

$$B_q = \Delta u_d / (q_T - \sigma_{vo}) \tag{2-2}$$

$$q_T = q_c + (1-a)\, u_T = q_c + \beta (1-a)\, u_d \tag{2-3}$$

式中 R_f——探头的摩阻比，无量纲；

f_s——双桥探头的侧摩擦力，kPa；

q_c——双桥探头的锥尖阻力，MPa；

B_q——孔隙压力参数比，无量纲；

Δu_d——超孔隙水压力，kPa；

q_T——总锥尖阻力，MPa；

σ_{vo}——土体总自重压力，kPa；

a——锥尖断面有效面积比，无量纲；

u_T——探头锥尖上测得的贯入孔压，kPa；

u_d——探头锥面上测得的贯入孔压，kPa；

β——u_T/u_d 转换系数，无量纲，见表 2-24。

表 2-24 β 与土质状态关系

土质状态	中砂、粗砂	粉砂、细砂		粉土	粉质黏土	黏土	重超固结黏土
		松散～中密	密实	正常固结及轻固结			
β	1.0	0.7～0.3	<0.3	0.6～0.3	0.7～0.5	0.8～0.4	0.4～−0.1

2. 土层的静力触探试验参数取值

各土层的静力触探试验参数值，以其算术平均值表示：

$$\overline{y} = \frac{1}{n}\sum_{i=1}^{n} y_i \tag{2-4}$$

式中 $\overline{y}$——层平均值；

y_i——土层各深度静力触探试验参数值。

3. 归一化超孔压曲线绘制

$$\text{归一化超孔压比：}\overline{U} = \frac{u_t - u_w}{u_0 - u_w} = \frac{\Delta u_t}{\Delta u_0} \tag{2-5}$$

式中 $\overline{U}$——归一化超孔压比，无量纲；

u_t——消散历时 t 的孔压值，kPa；

u_0——孔压消散前的初值，kPa；

u_w——静水压力，kPa。

以孔隙压力定义的固结度 $U = 1 - \overline{U}$。

（四）静力触探试验成果的应用

1. 土层划分和分类

根据探头阻力的大小来确定土层的软硬程度。由此进行的土层划分也称之为力学分层。分层时要注意两种效应，一个是贯入过程中的临界深度效应，另一个是探头越过分层面前后所产生的超前与滞后效应。产生这两种效应的原因均在于土层对于探头的约束条件有了变化。

划分土层应注意以下几点：

（1）利用单桥探头的比贯入阻力 p_s 需与钻探资料相互验证，方可区分地层。

（2）利用双桥静力触探试验通过摩阻比 R_f 与锥尖阻力 q_c 关系曲线可判别土类。

静力触探试验由软层进入硬层或有硬层进入软层时，试验曲线会出现过渡段，分层界线可选择在过渡段的中点，如果过渡段较厚，由软变硬分层界线选

在过渡段中下方，由硬变软则选择中上方，或考虑单独分层。

2. 计算地基承载力

将静力触探试验成果与平板载荷试验求得的比例极限值进行比较，并通过对比数据的相关分析，可得到特定地区或特定土性的经验公式。

用静力触探试验成果计算地基承载力的突出优点是快速、简便、有效，在应用时应注意以下几点：

（1）用静力触探试验成果计算地基承载力依据的是经验公式，是建立在静力触探试验与载荷试验的对比关系上。

载荷试验是使地基土缓慢受压，先产生压缩（似弹性）变形，然后为塑性变形，最后剪切破坏，受荷过程慢，黏聚力和内摩擦角同时起作用。静力触探试验加荷快，土体来不及被压密就产生剪切破坏，同时产生较大的超孔隙水压力，对黏聚力影响很大。这样，主要起作用的是内摩擦角，内摩擦角越大，锥头阻力 q_c（或比贯入阻力 p_s）也越大。砂土黏聚力小或为零，黏性土黏聚力相对较大，而内摩擦角相对较小。因此，用静力触探试验成果计算地基承载力要充分考虑土质的差别，选择经验公式时首先要区分是砂土还是黏性土。

（2）用静力触探试验成果计算地基承载力提供的是一个孔位处的地基承载力，用于地基基础设计时应将各孔的资料进行统计分析以得到建设场地的地基承载力，此外还应进行基础的宽度和埋置深度的修正。

（3）地基土的成因、时代及含水量的差别对用静力触探试验成果计算地基承载力的经验公式有明显影响，选择经验公式时需充分注意其适用条件如注意老黏土（Q_1～Q_3）和新黏土（Q_4）的区别，尽量采用当地区域的经验公式。

3. 计算单桩承载力

静力触探试验的机理和静压桩的作用机理类似，静力触探试验相当于沉桩的模拟试验，被广泛应用于桩基础勘察中。

与用载荷试验求单桩承载力的方法相比，静力触探试验具有明显的优点。静力触探试验成本很低且快速经济，可以在每根桩位上进行试验；桩的载荷试验笨重，成本高，周期长，而且只有在成桩后才能做，试验数量非常有限，试验成本也远远高于静力触探试验。

静力触探试验与实际成桩时有两点差异需要注意：一是桩的表面较粗糙，直径大，实际沉桩时对桩周围土层的扰动也大，而静力触探试验贯入时对周围土层扰动小；二是桩在实际受力时沉降量很小，沉降速度很慢，而静力触探试验贯入速率较快。因此，要对静力触探试验成果加以修正后才能应用于计算桩的承载力。

由于载荷试验得到的单桩承载力最可靠，所以将静力触探试验和桩的载荷试验配合应用，互相验证，将会减少桩基础的工程和试验费用并能取得比使用单一手段更好的效果。

根据静力触探试验结果，可确定混凝土预制桩单桩竖向抗压极限承载力值。对于黏性土、粉土和砂土可按式（2-6）计算：

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u\Sigma l_i\beta_i f_{si}+\alpha q_c A_p \tag{2-6}$$

式中 Q_{uk}——单桩竖向抗压极限承载力值，kN；

Q_{sk}、Q_{pk}——总极限侧阻力标准值和总极限端阻力值，kN；

u——桩身周长，m；

l_i——桩周第 i 层土的厚度，m；

β_i——第 i 层土桩侧阻力综合修正系数；

f_{si}——第 i 层土的探头平均侧摩阻力，kPa；

α——桩端阻力修正系数，对于黏性土、粉土取 2/3，饱和砂土取 1/2；

q_c——桩端平面上、下探头阻力［取桩端平面以上 4 倍桩径或边长范围内按土层厚度的探头阻力加权平均值（kPa），然后再和桩端平面以下 1 倍桩径或边长范围内的探头阻力进行平均］，MPa；

A_p——桩端面积，m^2。

二、圆锥动力触探试验

圆锥动力触探试验（DPT）是利用一定重量的落锤，以一定高度自由下落，将标准规格的圆锥形探头贯入土中，记录贯入一定深度所需锤击数，根据锤击数定性了解地层变化和土层划分，并按经验关系估算地基承载力、密实度、变形指标、评价地基的均匀性。圆锥动力触探试验有轻型、重型与超重型三种类型。

圆锥动力触探试验在国内外应用极为广泛，是一种重要的原位测试方法，具有以下优点：

（1）设备简单，且坚固耐用；

（2）操作及测试方法容易掌握；

（3）适应性广，砂土、粉土、黏性土，以及碎石土、残积土、软岩、全风化岩石、强风化岩石等均可适用；

（4）快速、经济，能连续测试土层；

（5）应用历史悠久，积累的经验丰富。

现场测试时应根据地基土的性质选择适宜的动探类型。各类圆锥动力触探试验的适用范围见表 2-25。

表 2-25 圆锥动力触探试验适用范围

动力触探试验类型	锤质量（kg）	落距（cm）	探头直径（mm）	适用条件	应用范围
轻型	10	50	40	一般黏性土、粉土及其组成的素填土	查明土的均匀程度，确定地基承载力
重型	63.5	76	74	中砂、粗砂、砾砂及碎石土	进行力学分层，确定地基土承载力及碎石土变形模量，确定桩基础持力层，预估沉桩可能性
超重型	120	100	74	碎石土	评价地基承载力

（一）圆锥动力触探试验设备

圆锥动力触探使用的设备包括动力设备和贯入系统两大部分。动力设备的作用是提供动力源，为便于野外施工，多采用柴油发动机；对于轻型动力触探也有采用人力提升方式的。圆锥动力触探试验设备主要由圆锥触探头、触探杆、穿心锤三部分组成。

穿心锤的质量之所以不同，是由于自然界土类千差万别；锤重动能大，可击穿硬土；锤小动能小，可击穿软土，又能得到一定锤击数，使测试精度提高。

（二）圆锥动力触探试验要点

1. 轻型圆锥动力触探试验要点

（1）先用轻便钻具钻至试验土层标高，然后对土层连续进行贯入；

（2）锤落距 50cm，使锤自由下落，记录每贯入 30cm 锤击数 N_{10}；

（3）如果 N_{10} 超过 100 击，或贯入 10cm 的锤击数超过 50 击，则停止贯入，如需对下卧层继续试验，可用钻具钻穿后再继续贯入；

（4）适用的最大贯入深度为 4m，必要时，可在贯入 4m 后，用钻具扩孔，再贯入 2m。

2. 重型和超重型圆锥动力触探试验要点

（1）触探杆应保持竖直，接头连接紧固，避免贯入时晃动剧烈；

（2）重型圆锥动力触探试验锤落距 76cm，超重型圆锥动力触探试验锤落距 100cm，应使用自动落锤脱钩装置，锤击速率以每分钟 15～30 击为宜；

（3）记录每贯入 10cm 的锤击数 $N_{63.5}$ 或 N_{120}、钻杆型号和长度，用于杆长修正；

（4）如果连续三次超过 50 击，即可停止贯入；

（5）试验可自地表连续贯入，也可与钻探配合分段贯入，对于一般砂土、圆（角）砾、卵（块）石，重型圆锥动力触探试验一次性贯入不宜超过 15m，超重型圆锥动力触探试验一次性贯入不宜超过 20m。

（三）圆锥动力触探试验成果的整理

圆锥动力触探试验目前使用较多的是机械式动力触探，数据采集使用人工读数记录的方式。在每个动探孔完成后，应在现场及时核对所记录的击数、尺寸是否有错漏，项目是否齐全；核对完毕后，在记录表上签上记录者的名字和测试日期。

1. 锤击数

各类型的圆锥动力触探试验以贯入一定深度的锤击数（如 N_{10}、$N_{63.5}$、N_{120}）作为触探指标。

2. 锤击数的修正

实测圆锥动力触探锤击数是否修正或采取何种方式修正，历来缺乏统一认知，需要进行修正的内容主要包括探杆长度修正、侧壁影响修正和地下水影响修正。

轻型圆锥动力触探试验不考虑杆长修正；当采用重型或超重型圆锥动力触探试验确定碎石土的密实度时，应考虑杆长修正。

3. 触探曲线

圆锥动力触探试验所获得的锤击数值应在剖面图上或柱状图上绘制随深度变化的关系曲线（N_{10}–h、$N_{63.5}$–h、N_{120}–h 曲线），触探曲线可绘制成直方图，并在图中标明圆锥动力触探试验的类型、比例尺和分层深度。

（四）圆锥动力触探试验成果的应用

1. 地层的力学分层

根据圆锥动力触探锤击数可粗略划分土类。一般来说，锤击数越少，土的颗粒越细；锤击次数越多，土的颗粒越粗。在某一地区进行多次勘察实践后，就可以建立起当地土类与锤击数的关系，如与其他测试方法同时应用，精度会进一步提高。例如在工程中常将动力触探试验、静力触探试验结合使用，或辅之以标准贯入试验，还可同时取土样，直接进行观察和描述，也可进行室内试验检验。根据动力触探试验锤击数和动力触探曲线的形状，将动力触探试验锥击数相近的一段作为一层，据之可以划分土层剖面，并求出每一层试验击数的平均值，定出土的名称。

动力触探曲线和静力触探曲线一样，有超前段、常数段和滞后段。在确定土层分界面时，可参考静力触探试验的类似方法。利用每个勘探点的触探指标随深度的关系曲线，结合场地内钻探资料和地区经验，考虑动力触探试验的界面效应，消除“超前”和“滞后”，划分出不同的地层。

2. 评价地基土的密实度

利用重型圆锤动力触探试验锥击数确定砂土、碎石土的密实度见表 2-26。

利用重型和超重型圆锥动力触探试验锥击数确定碎石土的密实度见表 2-27。

表 2-26 重型圆锥动力触探试验击数与砂土密实度关系

砂土分类	重型动力触探试验 $N_{63.5}$（击）	砂土的密实度
砾砂	<5	松散
	5～8	稍密
	8～10	中密
	>10	密实
粗砂	<5	松散
	5～6.5	稍密
	6.5～9.5	中密
	>9.5	密实
中砂	<5	松散
	5～6	稍密
	6～9	中密
	>9	密实

表 2-27 重型和超重型圆锥动力触探试验锤击数与碎石土密实度关系

重型圆锥动力触探试验 $N_{63.5}$（击）	密实度	超重型圆锥动力触探试验 N_{120}（击）	密实度
$N_{63.5}\leqslant 5$	松散	$N_{120}\leqslant 3$	松散
$5<N_{63.5}\leqslant 10$	稍密	$3<N_{120}\leqslant 6$	稍密
$10<N_{63.5}\leqslant 20$	中密	$6<N_{120}\leqslant 11$	中密
$N_{63.5}>20$	密实	$11<N_{120}\leqslant 14$	密实
		$N_{120}>14$	很密

3. 评价地基承载力

（1）轻型圆锥动力触探试验锤击数 N_{10} 确定地基土承载力。利用轻型圆锥动力触探试验锤击数 N_{10} 确定地基土承载力见表 2-28、表 2-29。

表 2-28 黏性土 N_{10} 与承载力 f_k 的关系

N_{10}（击）	6	10	20	30	40	50	60	70	80	90
f_k	51	69	114	159	204	249	294	339	384	429

表 2-29 黏性土 N_{10} 与承载力的关系

N_{10}（击）	15	20	25	30
基本承载力（kPa）	100	140	180	220
极限承载力（kPa）	180	260	330	400

（2）重型圆锥动力触探试验锤击数 $N_{63.5}$ 确定地基土承载力。利用重型圆锥动力触探试验锤击数 $N_{63.5}$ 平均值评价冲积、洪积成因的中砂、砾砂和碎石土地基承载力见表 2-30。

表 2-30 $N_{63.5}$ 与地基承载力关系 （kPa）

锤击数平均值 $N_{63.5}$（击）	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
碎石土	140	170	200	240	280	320	360	400	480	540
中砂、砾砂	120	150	180	220	260	300	340	380	—	—
锤击数平均值 $N_{63.5}$	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
碎石土	600	660	720	780	830	870	900	930	970	1000

注 $N_{63.5}$ 值进行触探杆长修正。

（3）超重型圆锥动力触探试验锤击数 N_{120} 确定地基土承载力。利用超重型圆锥动力触探试验锤击数 N_{120} 平均值评价卵石的极限承载力标准值 f_{uk} 见表 2-31。

表 2-31 N_{120} 与卵石极限承载力标准值

N_{120}（击）	f_{uk}（kPa）	N_{120}（击）	f_{uk}（kPa）
4	700	10	1640
5	860	12	1800
6	1000	14	1950
7	1160	16	2040
8	1340	18	2140
9	1500	20	2200

表 2-28～表 2-31 中均为经验值，带有地区性，使用时应注意其限制条件。

4. 确定地基土的变形模量

利用圆锥动力触探试验成果，根据经验确定圆砾、卵石土的变形模量见表 2-32。

表 2-32 圆砾、卵石土地基土的变形模量

击数平均值 $N_{63.5}$	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14
变形模量 E_0（MPa）	10	12	14	16	18	21	24	26	30	34
击数平均值 $N_{63.5}$	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
变形模量 E_0（MPa）	37	40	45	48	50	54	56	59	62	64

三、标准贯入试验

标准贯入试验（SPT）适用于黏性土、粉土和砂

土，用于判别砂土密度，评价饱和砂土、粉土的地震液化，确定地基承载力。标准贯入试验为电力岩土工程勘察中最常用的原位试验手段之一。标准贯入试验的设备和测试方法在国内外已基本统一。

标准贯入试验是用质量为 63.5kg 的重锤按照规定的落距（76cm）自由下落，将标准规格的对开管式贯入器打入地层中，根据贯入器在贯入一定深度得到的锤击数来判定土层的性质。贯入阻力用贯入器贯入土层中的 30cm 的锤击数 N 表示，也称标贯击数。

标准贯入试验结合钻孔进行，国内统一使用直径 42cm 的钻杆，国外也有使用直径 50cm 或 60cm 的钻杆。标准贯入试验的优点在于：操作简单，设备简单，土层的适应性广，而且通过贯入器可以采取扰动土样，对它进行直接鉴别描述和有关的室内土工试验，如对砂土做颗粒分析试验。

（一）标准贯入试验设备

标准贯入试验使用的仪器除贯入器外与重型圆锥动力触探的仪器相同。标准贯入试验设备主要由标准贯入器、触探杆和穿心锤三部分组成。触探杆一般用直径 42mm 的钻杆，穿心锤重 63.5kg。

（二）标准贯入试验要求及要点

（1）先用钻具钻至试验土层标高以上 0.15m 处，清除残土。清孔时，应避免试验土层受到扰动。必要时，应下套管或用泥浆护壁。

（2）贯入前应拧紧钻杆接头，将贯入器放入孔内，避免冲击孔底，注意保持贯入器、钻杆、导向杆连接后的垂直度。孔口宜加导向器，以保证穿心锤中心施力。贯入器放入孔内后，应测定贯入器所在深度，要求残土厚度不大于 0.1m。

（3）将贯入器以每分钟击打 15～30 次的频率，先打入土中 0.15m，不计锤击数，然后开始记录每打入 0.10m 及累计 0.30m 的锤击数 N，并记录贯入深度与试验情况。

（4）旋转钻杆，然后提出贯入器，取贯入器中的土样进行鉴别、描述记录，并测量其长度。将需要保存的土样仔细包装、编号，以备试验之用。

标准贯入试验钻孔时应注意以下试验要点：

（1）须保持孔内水位高出地下水位一定高度，以免塌孔，保持孔底土处于平衡状态，不使孔底发生涌砂变松，影响 N 值。

（2）下套管不要超过试验标高。

（3）须缓慢地下放钻具，避免孔底土的扰动。

（4）细心清除孔底浮土，孔底浮土应尽量少，其厚度不得大于 10cm。

（5）如钻进中需取样，则不应在锤击法取样后立刻做标准贯入试验，而应在继续钻进一定深度（可根据土层软硬程度而定）后再做标准贯入试验，以免人为增大锤击数 N 值。

（6）钻孔直径不宜过大，以免加大锤击时探杆的晃动；钻孔直径过大时，可减少 N 至 50%，建议钻孔直径上限为 100mm，以免影响 N 值。

（7）若地层比较密实，贯入击数已达 50 击（国外也有规定为 100 击），而贯入深度未达 30cm 时，可记录 50 击的实际贯入深度，按式（2-7）换算成贯入深度为 30cm 的锤击数 N。

$$N=\frac{50}{\Delta S}\times 30 \tag{2-7}$$

式中 ΔS——50 击时的贯入量，cm。

拔出贯入器，取出贯入器中的土芯进行鉴别描述，必要时可采集作为扰动样，进行颗粒分析、含水率、液塑限等室内试验分析。

（三）标准贯入试验成果的整理

标准贯入试验锤击数 N 值是否修正和如何修正，应根据建立统计关系时的具体情况确定。

用标准贯入试验成果确定地基承载力时应进行杆长校正，当杆长大于 3m 时，试验锤击数按式（2-8）修正：

$$N'=\alpha N \tag{2-8}$$

式中 N'——校正后的标准贯入试验锤击数，击；

N——标准贯入试验实测锤击数，击；

α——触探杆长修正系数，可按表 2-33 确定。

表 2-33 触探杆长修正系数

触探杆长度（m）	≤3	6	9	12	15	18	21
触探杆长修正系数 α	1.00	0.92	0.86	0.81	0.77	0.73	0.70

在评定砂土液化时，不进行杆长校正。

（四）标准贯入试验成果的应用

1. 确定地基承载力

利用标准贯入试验成果确定砂土、黏性土承载力见表 2-34、表 2-35。

表 2-34 砂土承载力标准值 （kPa）

土类	N'（击）			
	10	15	30	50
中砂、粗砂	180	250	340	500
粉砂、细砂	140	180	250	340

表 2-35 黏性土承载力标准值 （kPa）

N'（击）	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

2. 确定砂土的密实度

用标准贯入试验实测锤击数 N 判定粉土、砂土密实程度的主要标准见表 2-36。

表 2-36 国内主要规范采用标准贯入试验锤击数 N（击）判定粉土和砂土密实度

标准	地层	密实度				
		松散	稍密	中密	密实	极密
国家规范	砂土	≤10	10～15	15～30	＞30	—
天津规范	粉土	—	≤12	12～18	＞18	—
	砂土	≤10	10～15	15～30	＞30	—
上海规范	粉土、砂土	≤7	7～15	15～30	＞30	—
港口规范	砂土	≤10	10～15	15～30	30～50	＞50

四、浅层平板载荷试验

载荷试验相当于在工程原位进行的缩尺原型试验，即模拟建（构）筑物地基土的受荷条件，比较直观地反映地基土的变形特性。该法具有直观和可靠性高的特点，在原位测试中占有重要地位，往往成为其他方法的检验标准。载荷试验的局限性在于费用较高、周期较长与压板的尺寸效应。

浅层平板载荷试验简称压板试验，是在刚性承压板上逐级加荷，观测各级荷载下的沉降变形，取得荷载-沉降关系曲线，确定地基承载力，计算岩土变形模量，测定湿陷性土的湿陷起始压力等。

浅层平板载荷试验可以确定承压板下（1.5～2.0）倍压板直径深度范围内地层的强度、变形性质，适用于各类土层、软质岩石及强风化岩石等地基。

（一）平板载荷试验设备

平板载荷试验因试验土层软硬程度、压板大小和试验面深度等不同，采用的测试设备也很多。除常用的压重加荷台试验装置外，目前国内采用的试验装置，大体可归纳为由承压板、加荷系统、反力系统、观测系统组成。加荷系统控制并稳定加荷的大小，通过反力系统反作用于承压板，承压板将荷载均匀传递给地基土，地基土的变形由观测系统测定。

常用的反力系统有堆载式、撑臂式、锚式等，对于大型及在卵石层、坚硬土层和风化岩基上的平板载荷试验，也常采用锚桩或锚杆梁式反力系统。

加荷系统一般由承压板、加荷千斤顶、立柱、稳压器、油泵等组成。

荷载可用量力环或压力传感器测量，沉降量一般用百分表或电测位移计测量。

（二）平板载荷试验要点

影响试验效果的因素包括承压板尺寸、基坑宽度、地下水、加载分级、加载方式及稳定标准。

（1）承压板尺寸视地基地质条件而定。对中等风化岩，承压板直径不小于 30cm。坚实均质土，承压板最小面积为 2000cm^2；一般土质承压板面积 2500～5000cm^2；对非均质土和软弱土，承压板面积不小于 5000cm^2；对于回填土，承压板面积一般不小于 10000cm^2。

（2）试坑宽度不应小于承压板宽度或直径的 3 倍。

（3）在地下水位以下试验时，应事先将地下水降至试验标高以下，安装设备，待水位恢复后进行试验。

（4）分级加载，每级荷载增量可按预估极限荷载的 1/8～1/10 掌握，当不易预估极限荷载时，可参考表 2-37 选用。

表 2-37 每级荷载增量参考表

序号	试验土层特征	每级荷载增量（kPa）
1	淤泥、流塑黏性土、松散砂土	≤15
2	软塑黏性土、稍密砂土	15～25
3	可塑～硬塑黏性土，中密砂土	25～50
4	坚硬黏性土，密实砂土	50～100
5	碎石类土、软质岩石	100～200

（5）常规慢速法加载。每级加载后，按间隔 10、10、10、15、15min，以后每隔半小时测读一次沉降量，当在连续 2h 内，每小时沉降量均小于 0.1mm 时，则认为已趋稳定，可加下级荷载。

（6）试验终止条件。根据试验目的和设备条件而定，应尽可能加至破坏荷载。

1）承压板周围土面出现明显裂隙并隆起，并持续发展；

2）沉降量急剧增大，荷载（p）–沉降（s）曲线出现陡降段，本级荷载的沉降量大于前级荷载沉降量的 5 倍；

3）在某级荷载下，24h 内沉降速率不能达到相对稳定标准；

4）总沉降量与承压板直径或宽度之比超过 0.06。

满足这几种情况之一，其相对应的前一级荷载为极限荷载。

（三）平板载荷试验成果的整理

（1）根据原始记录绘制 p–s 和 s–t 曲线草图。

（2）修正沉降观测值：在原始 p–s 曲线上找到比例界限点，求出校正值的 s_0 和 p–s 曲线斜率 C。比例界限以前各级压力下修正后的 s_i 按 $s_i=C\times p$ 计算；比

例极限点后各级压力下的沉降测量值 s_i'，修正后的 s_i 按 $s_i = s_i' - s_0$。

（3）根据 p、修正后的 s 值绘制 p–s 曲线。

（四）平板载荷试验成果的应用

1. 确定地基土承载力特征值

（1）比例极限法：对于硬塑-坚硬黏性土和粉土、砂土、碎石类土，p–s 曲线通常有比较明显的初始直线段，直接取比例界限荷载 p_0 所对应的荷载值为承载力特征值。

（2）极限荷载法：将极限荷载 p_u 除以安全系数 F_s 即 p_u/F_s 作为地基土承载力特征值，F_s 取 2～3。对于地基土，当 $p_u < 1.5p_0$ 时，F_s 取 2；对微风化岩及强风化岩，F_s 取 3；对中等风化岩，F_s 根据岩石裂隙发育情况确定，并将所得到的荷载值与 p_0 值比较，取小值作为地基承载力特征值。

（3）相对沉降控制法：可按沉降量与压板宽度或直径的比值 s/b 确定承载力，如压板面积为 0.25～0.50m^2，对于砂土，可在 p–s 曲线上取 $s=$（0.01～0.015）b 所对应的荷载为承载力特征值，对于一般黏性土和粉土可取 $s=0.02b$ 所对应的荷载为承载力特征值。

2. 计算变形模量

确定地基土变形模量的可靠方法是原位测试，原位测试方法中较好的也较有成效的是现场静载荷试验。根据荷载（p）–沉降（s）曲线，应用弹性理论公式计算出土的变形模量 E_0。

浅层平板载荷试验变形模量 E_0（MPa）按式（2-9）计算：

$$E_0 = I_0(1-\mu^2)\frac{pd}{s} \tag{2-9}$$

式中 I_0——刚性承压板形状系数，圆形承压板取 0.785，方形承压板取 0.886；

μ——土的泊松比，碎石土取 0.27，砂土取 0.30，粉土取 0.35，粉质黏土取 0.38，黏土取 0.42；

p——p–s 曲线线性段压力，kPa；

d——承压板直径或边长，m；

s——与 p 对应的沉降，mm。

3. 计算地基反力系数

载荷试验荷载（p）–沉降（s）曲线前部直线段的坡度，即压力与变形比值 p/s，称为地基基床系数 k（kN/m^3），这是一个反映地基弹性性质的重要指标，在遇到地基基础的沉降和变形问题特别是考虑地基与基础的共同作用时经常需要这一参数。

利用载荷试验成果求取地基反力系数，承压板尺寸一般为 30cm×30cm。取 p–s 关系曲线直线段的斜率，p–s 曲线无直线段时，p 取临塑荷载的一半（kPa），s 为相应于该 p 值的沉降值（m）。按式（2-10）计算地基反力系数 k_i。

$$k_i = p/s \tag{2-10}$$

五、钻孔旁压试验

钻孔旁压试验也称旁压试验（pressuremeter test），是将圆柱形旁压器放入土中，向旁压器内充水（或气）并施加压力，利用旁压器的扩张，对周围土施加均匀压力，测量压力与体积扩张（径向变形）的关系，即可得地基土在水平方向上的应力应变关系。根据这种关系测求地基土的强度、变形模量等力学参数。

通过对旁压试验成果分析，并结合地区经验，可以用于以下岩土工程勘察目的：

（1）对土进行分类；

（2）评价地基土的承载力；

（3）评价地基土的变形参数，进行沉降估算；

（4）根据旁压曲线，可推求地基土的原位水平应力、静止侧压力系数和不排水抗剪强度等参数。

钻孔旁压试验可分为预钻式旁压试验和自钻式旁压试验。

预钻式旁压试验（PMT）是通过旁压器在预先打好的钻孔中对孔壁施加横向压力，使土体产生径向变形，利用仪器测量压力与变形的关系，测求地基土的力学参数。预钻式旁压试验适用于孔壁能保持稳定的黏性土、粉土、砂土、碎石土、残积土、风化岩和软岩。

自钻式旁压试验（SBPMT）把成孔和旁压器的放置、定位、试验一次完成，可测求地基承载力、变形模量、原位水平应力、不排水抗剪强度、静止侧压力系数和孔隙水压力等。自钻式旁压试验消除了预钻式旁压试验中由于钻进使孔壁土层所受的各种扰动和天然应力的改变。自钻式旁压试验主要适用于黏性土、粉土、砂土与饱和软土。

（一）钻孔旁压试验仪器设备

预钻式旁压仪由旁压器、加压稳压装置和测量及控制装置等部分组成。旁压器分三腔式和单腔式；加压装置由高压氮气瓶连接减压阀组成；测量及控制装置由水箱、量管、压力表、导管等组成。

自钻式旁压仪由旁压探头（包括钻进器和旁压器）、钻进器驱动装置及泥浆循环系统、压力控制系统和数据采集系统等几部分组成。拖装式钻机采用液压传动，正循环水钻，可以把旁压器钻入 30～50cm；旁压器有膨胀型和压力盒两种。

（二）钻孔旁压试验要点

1. 仪器标定

试验前应进行压力盒的标定、应变臂的标定、弹性膜约束力的标定和仪器综合变形的标定。

2. 成孔要求

钻孔旁压试验钻孔要保证成孔质量，钻孔要直，孔壁要光滑，防止孔壁坍塌。钻孔直径宜比旁压器略大（一般大2～8mm），孔深应比预定最终试验深度略深（一般深20～40cm），以保证旁压器下腔在受压膨胀时有足够的空间，使其和上腔同步。钻孔成孔后宜立即进行试验，以免缩孔和塌孔。对易坍塌的钻孔，宜采用泥浆护壁。

3. 试验点布置

试验点应布置在有代表性的位置和深度，旁压器的测量腔应在同一土层内，满足两试验点间的竖向距离不小于1.0m或不小于旁压器膨胀段长度的1.5倍距离；试验孔与已有钻孔的水平距离不宜小于1.0m。场地同一试验土层内的试验点总个数应满足统计数据的要求（一般不宜少于6个点）。

（三）钻孔旁压试验成果的整理

1. 压力和变形量的校正

压力校正可按式（2-11）计算：

$$p = p_{\mathrm{m}} + p_{\mathrm{w}} - p_{\mathrm{i}} \tag{2-11}$$

式中 p ——校正后的压力，kPa；

p_{m} ——压力表读数，kPa；

p_{w} ——静水压力，kPa；

p_{i} ——弹性膜约束力，kPa。

变形量校正可按式（2-12）计算：

$$s = s_{\mathrm{m}} - (p_{\mathrm{m}} + p_{\mathrm{w}})\alpha \tag{2-12}$$

式中 s ——校正后的水位下降值，m；

s_{m} ——量管水位下降值，m；

α ——仪器综合变形系数，$\mathrm{m^3/kN}$。

2. 绘制旁压试验曲线

根据校正后的压力和水位下降值绘制 $p-s$ 曲线，或根据校正后的压力和体积绘制 $p-V$ 曲线。

3. 特征压力值的确定

（1）初始压力（p_0）的确定：旁压试验曲线直线段延长与 V 轴或 s 轴的交点为 V_0（或 s_0），由该交点作与 p 轴的平行线相交于曲线的点所对应的压力即为 p_0 值。

（2）临塑压力（p_{f}）的确定：旁压试验曲线直线段的终点，即直线与曲线的第二个切点所对应的压力即为 p_{f} 值。

（3）极限压力（p_{L}）的确定：旁压试验曲线过临塑压力后，趋向于 s 轴的渐近线的压力即为 p_{L} 值，或 $V=V_{\mathrm{c}}+2V_0$（V_{c} 为中腔固有体积，V_0 为孔穴体积与中腔初始体积的差值）时所对应的压力作为 p_{L} 值。

（四）钻孔旁压试验成果的应用

1. 计算地基承载力

根据旁压试验特征值计算地基承载力，见式（2-13）和式（2-14）。

临塑荷载法：
$$f_{\mathrm{ak}} = p_{\mathrm{f}} - p_0 \tag{2-13}$$

极限荷载法：
$$f_{\mathrm{ak}} = \frac{p_{\mathrm{L}} - p_0}{F_{\mathrm{s}}} \tag{2-14}$$

式中 f_{ak} ——地基土承载力特征值，kPa；

F_{s} ——安全系数，一般取2～3，也可根据地区经验确定。

对于一般土宜采用临塑荷载法，对旁压试验曲线过临塑压力后急剧变陡的土宜采用极限荷载法。

2. 计算旁压模量

旁压模量计算见式（2-15）。

$$E_{\mathrm{M}} = 2(1+\upsilon)(V_{\mathrm{c}}+V_{\mathrm{m}})\frac{\Delta p}{\Delta V} \tag{2-15}$$

$$V_{\mathrm{m}} = (V_0 + V_{\mathrm{f}})/2$$

式中 E_{M} ——旁压模量，MPa；

υ ——泊松比；

V_{c} ——旁压器中腔固有体积，$\mathrm{cm^3}$；

V_{m} ——平均体积，$\mathrm{cm^3}$；

Δp ——旁压试验曲线上直线段的压力增量，MPa；

ΔV ——相应于 Δp 体积增量（由量管水位下降值 S 乘以量管水柱截面积 A 得到），$\mathrm{cm^3}$；

V_0 ——对应于 p_0 的体积，$\mathrm{cm^3}$；

V_{f} ——对应于 p_{f} 的体积，$\mathrm{cm^3}$。

依据旁压模量，可根据相关经验计算压缩模量、变形模量和水平基床系数等参数。

六、十字板剪切试验

十字板剪切试验是快速测定饱和软黏土层快剪强度的一种简易而可靠的原位测试方法。十字板剪切试验的基本原理是将4片薄钢板正交焊成十字板头，插入欲进行试验土层的深度，在地面上以一定转速加扭力，使十字板与土体发生剪切，测出施加在板头的最大扭力矩，据此计算出饱和软黏土的不排水强度。

十字板剪切试验能够反映土体的天然结构、天然应力等条件，是测定饱和软黏土原位不排水强度的最可靠的方法。十字板剪切试验在沿海软土地区被广泛使用。

（一）十字板剪切试验设备

国内常用的十字板剪切仪主要包括开口钢环式十字板剪切仪和电测十字板剪切仪。

十字板主要规格见表2-38。

表2-38　十字板主要规格

板宽 D（mm）	板高 H（mm）	板厚 l（mm）	刃角 α（°）	轴杆直径（mm）	面积比 A（%）
50	100	2	60	13	14
70	150	3	60	16	13

（二）十字板剪切试验基本方法和要求

十字板剪切试验的基本方法和要求如下：

（1）开口钢环式十字板剪切仪，需在孔内下套管至欲测深度以上（3～5）倍套管直径，并清除孔内残土。电测十字板可以不下套管。

（2）将十字板头、轴杆（或电测十字板扭力传感器）、钻杆逐节接好拧紧，压入十字板至试验深度，至少应静止 2～3min，方可开始试验。

（3）扭转剪切速率宜采用（1°～2°）/10s，并应在测得峰值强度后继续测记 1min。

（4）松开导杆夹具，用旋转手柄快速将钻杆顺时针转动 6 圈，使十字板周围土充分扰动，再进行重塑土的试验，测定最大读数 ε_c。

（5）对开口钢环式十字板剪切仪，上提导杆 2～3cm，使离合器脱离，再均匀转动手柄，测记轴杆与土摩擦的稳定读数 ε_g。

（三）十字板剪切试验成果整理

（1）根据试验资料计算不排水强度，对开口钢环式十字板剪切仪，使用式（2-16）和式（2-17）。

$$c_u = Kc(\varepsilon_y - \varepsilon_g) \tag{2-16}$$

$$c'_u = Kc(\varepsilon_c - \varepsilon_g) \tag{2-17}$$

式中　c_u、c'_u——分别为原状土和重塑土不排水强度，kPa；

K——与十字板头尺寸有关的常数，对于 H/D=2 的十字板头，其值为 $0.2728/D^3$；

c——钢环标定系数，N·m/0.01mm；

ε_y——原状土剪切破坏时量表读数，0.01mm；

ε_c——重塑土剪切破坏时量表读数，0.01mm；

ε_g——轴杆与土摩擦时量表最大读数，0.01mm。

（2）对电测十字板仪，由于不存在轴杆与土摩擦问题，计算不排水强度公式为（2-18）和式（2-19）：

$$c_u = K\zeta\varepsilon_y \tag{2-18}$$

$$c'_u = K\zeta\varepsilon_c \tag{2-19}$$

式中　ζ——电测十字板传感器标定系数，N·m/με。

灵敏度 S_t 见式（2-20）：

$$S_t = c_u / c'_u \tag{2-20}$$

（四）十字板剪切试验成果应用

（1）判定软土的固结历史：计算前期固结压力，根据 c_u-H 曲线特点判定土的固结状态，见式（2-21）：

$$OCR = 3.55(c_u / \sigma'_v)^{0.66} \tag{2-21}$$

式中　OCR——超固结比；

σ'_v——竖向有效应力。

（2）用于施工控制和地基加固效果检验。

（3）灵敏度常作为黏土的分类和评价土的触变指标。

七、扁铲侧胀试验

扁铲侧胀试验（DMT）是将接在探杆上的扁铲测头压入至土中预定深度，施加压力，使扁铲测头一侧的圆形钢模向土内膨胀，测量钢模膨胀三个特殊位置（A、B、C）的压力，从而获得多种岩土参数。

扁铲侧胀试验可用于土层划分与定名、不排水剪切强度、判定土的液化、静止土压力系数、压缩模量、固结系数等的原位测定。其优点是试验操作简捷，重复性好，可靠性高且较经济，目前已广泛用于浅基工程、桩基础工程、边坡工程等。

扁铲侧胀试验适宜在软弱、松散土中进行。一般适用于软土、黏性土、粉土、黄土和松散～中密的砂土，不适用于含碎石的土、风化岩等。

（一）扁铲侧胀试验仪器设备

扁铲侧胀试验的设备：主要由扁铲测头、测控箱、率定附件、气-电管路、压力源和贯入设备组成。

（1）扁铲测头：由高强度不锈钢制成，长 230～240mm、宽 94～96mm、厚 14～16mm；探头前缘刃角 12°～16°，探头侧面钢膜片的直径 60mm。

（2）测控箱和率定附件：测控箱内装气压控制管路，控制电路及各种指示开关。主要作用是控制试验时的压力和传送膜片达到特定位移量信号；率定附件主要包括 1m 长的气-电管路、气压计、校正器等。

（3）气-电管路为厚壁、小直径、耐高压的尼龙管，内串铜制导线，为 DMT 输送气压和准确地传递特定信号。

（4）压力源：一般采用高压钢瓶作为压力源，气体为干燥的空气或氮气。一只充气 15MPa 的 10L 气瓶，一般可进行 1000 个测点。

（5）贯入设备：在一般土层中，利用静力触探试验机具贯入，在较坚硬的黏性土或密实的砂层中，则利用标准贯入试验机具代替。

（二）扁铲侧胀试验要点

每孔试验前后均应进行探头率定，取试验前后的平均值为修正值；标准型膜片的合格标准为：率定时膨胀至 0.05mm 的气压实测值 Δ_A=5～25kPa；膨胀至 1.10mm 的气压实测值 Δ_B=10～110kPa。当试验主要土层为软黏土时，率定值宜为 Δ_A=10～20kPa，Δ_B=10～70kPa。

（1）试验时，应以静力匀速将探头贯入土中，贯入速率宜为 2cm/s；试验点间距可取 20～50cm，如果用于判别地基土液化，试验间距不应大于 20cm。

（2）探头达到预定深度后，应在 5s 内开始匀速

加压和减压测定钢膜片膨胀至0.05、1.10mm的压力A值和B值，每个间隔约15s，也可根据需要测读刚膜片回到0.05mm时的压力C值，砂约30～60s、黏性土宜为2～3min完成。

（3）扁铲侧胀消散试验可在需测试的深度进行，测读A和C随时间的变化，时间间隔可取1、2、4、8、15、30、90min，以后每60min测读一次，直至消散大于50%。

（三）扁铲侧胀试验成果的整理

测试后，检查A和B的值是否满足$B-A>\Delta_A+\Delta_B$，若不能成立，则应检查仪器并对膜片重新率定或更换后重新试验。

（1）由A、B、C值经膜片修正系数修正后，分别得出P_0、P_1、P_2值，见式（2-22）～式（2-24）：

$$P_0=1.05(A-Z_m+\Delta_A)-0.05(B-Z_m-\Delta_B) \tag{2-22}$$

$$P_1=B-Z_m-\Delta_B \tag{2-23}$$

$$P_2=C-Z_m+\Delta_A \tag{2-24}$$

式中 P_0——膜片膨胀至0.05mm时的土体所受的侧压力，kPa；

P_1——膜片膨胀至1.10mm时的土体所受的侧压力，kPa；

P_2——膜片回到0.05mm时的终止压力，kPa；

Z_m——未加压时的压力表初读数，kPa；

Δ_A——率定时刚膜片膨胀至0.05mm时的实测气压值，Δ_A为5～25kPa；

Δ_B——率定时刚膜片膨胀至1.10mm时实测气压值，Δ_B为10～110kPa。

根据上述参数，分别绘制P_0、P_1、ΔP（P_1-P_2）与深度H的变化曲线，$\Delta P-H$曲线与静探曲线非常一致。

（2）根据P_0、P_1、P_2值由式（2-25）～式（2-28）计算4个试验指标：

$$I_D=(P_1-P_0)/(P_0-u_0) \tag{2-25}$$

$$K_D=(P_0-u_0)/\sigma_{vo} \tag{2-26}$$

$$E_D=34.7(P_1-P_0) \tag{2-27}$$

$$U_D=(P_2-U_0)/(P_0-U_0) \tag{2-28}$$

式中 I_D——侧胀指数（也称材料指数）；

K_D——侧胀水平应力指数；

E_D——侧胀模量，kPa；

U_D——侧胀孔压指数；

U_0——试验深度处的静水压力，kPa；

σ_{vo}——试验深度处土的有效上覆压力，kPa。

（四）扁铲侧胀试验成果的应用

根据试验值及试验指标，按地区经验可划分土类，确定黏性土的状态，计算静止侧压力系数、超固结比OCR，不排水抗剪强度、地基土承载力，进行地基土液化判别等。

1. 用I_D划分土类

土类的划分在岩土工程勘察中发挥着重要的作用，在扁铲侧胀试验中，可以利用I_D参数对土类进行划分，因为I_D可以反映出土体的软硬状态及强度大小。

依据材料指数I_D来划分土类见表2-39。

表2-39 用I_D划分土类

材料指数I_D	0～0.1	0.1～0.35	0.35～0.6	0.6～0.9	0.9～1.2	1.2～1.8	1.8～3.3	3.3～
土层名称	泥炭及灵敏性黏土	黏土	粉质黏土	黏质粉土	粉土	砂质粉土	粉质砂土	砂土

根据不同地区，在运用I_D来划分土类时，应结合本地区的土质情况和经验，对表2-39做适当的修正。

2. 计算静止侧压力系数k_0

通过经验建立侧压力系数k_0与侧胀水平应力指数K_D的关系式，见式（2-29）和式（2-30）：

新近沉积黏土 $k_0=0.34K_D^{0.54}\ (c_u/\sigma_{vo}\leqslant 0.5)$ （2-29）

老黏土 $k_0=0.68K_D^{0.54}\ (c_u/\sigma_{vo}>0.8)$ （2-30）

根据不同地区，使用上述公式时应进行修正。如上海地区根据已有工程经验，对淤泥质土的修正：

$$k_0=0.34K_D^n$$

式中 n——淤泥质粉质黏土取0.44，淤泥质黏土取0.60。

对粉土、砂土修正：

$$k_0=0.34K_D^n-0.06K_D$$

式中 n——褐黄色硬壳层取0.54，粉性土和砂土取0.47。

3. 超固结比OCR

利用K_D计算土的超固结比OCR，见式（2-31）～式（2-33）：

若$I_D<1.2$，则$OCR=(0.5K_D)^{1.56}$ （2-31）

若$I_D>2.0$，则$OCR=(0.67K_D)^{1.91}$ （2-32）

若$1.2<I_D<2.0$，则$OCR=(mK_D)^n$ （2-33）

$$m=0.5+0.17P$$

$$n=1.56+0.35P$$

$$P=(I_D-1.2)/0.8$$

若$OCR<0.3$时，说明已超出修正范围，应予以注明。

4. 不排水抗剪强度 c_u

用 K_D 计算不排水抗剪强度 c_u 的经验公式，见式（2-34）。

$$c_u = 0.22(K_D/2)^{1.25}\sigma_{vo} \tag{2-34}$$

此式只在 $I_D<1.2$ 时使用，若 $I_D\geqslant1.2$，土体无黏性，不需要计算 c_u。

实践表明，用扁铲侧胀试验计算得出的不排水抗剪强度 c_u 与现场十字板剪切试验、室内单剪及室内三轴压缩试验得出的不排水抗剪强度 c_u 很接近，有很大的实用价值。

5. 地基土承载力

扁铲侧胀试验在实际工程中的应用也越来越多，特别是采用扁铲侧胀试验计算地基土的承载力。

利用扁铲侧胀试验，地基土的计算强度见式（2-35）。

$$f_0 = n\Delta P \tag{2-35}$$

$$\Delta P = P_1 - P_0$$

式中 f_0——地基土的计算强度，kPa；

n——经验修正系数，黏土取 1.14（相对变形约 0.02），粉质黏土取 0.86（相对变形约 0.015）；

ΔP——压力增量，kPa。

八、现场波速试验

波速试验是在工程现场使用试验手段测试弹性波在岩土层中的传播速度。它包含用单孔法和跨孔法测试压缩波与剪切波波速，以及用面波法测试瑞利波波速。测得的波速值可应用于下列情况：

（1）计算地基的动弹性模量、动剪切模量和动泊松比；

（2）建筑场地类别划分和场地土层的地震反应分析；

（3）在岩土工程勘察中，配合其他测试方法综合评价场地土的工程力学性质。

在电力工程建设中，现场波速试验广泛应用于火力发电厂、变电站（换流站）等的场地类别确定、检测地基处理效果等方面。

目前现场波速测试按记录方式可分为地震折射波法、面波法、单孔波速法和跨孔波速法等几种。在这些方法中，单孔波速法和跨孔波速法相对具有简便、经济、可靠、精度较高和适应性强等优点。

1. 单孔法

单孔法测试原理是将一定宽度和长度的激振板放置在钻孔口附近，并压上重物，使激振板紧贴地面，并尽量使激振板中心和钻孔井口的连线垂直于激振板长轴方向，然后用大锤沿水平方向在激振板两端分别敲击，使激振板与地面产生摩擦以形成正反向剪切波（SH 波），用三分量检波器在钻孔中接收，根据波传播的时间和激发点至接收点的距离来计算波的传播速度。具体装置见图 2-6。

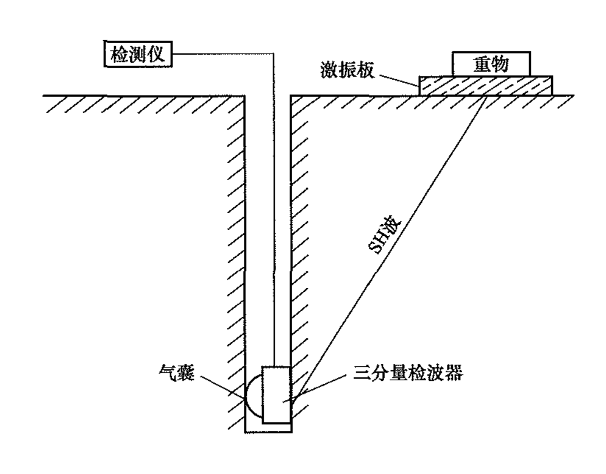


图 2-6　单孔测试装置图

2. 跨孔法

跨孔法测试原理是将振源孔和测试孔布置在一条直线上，在一孔中激发，另一孔中接收直达波，测试孔的孔距在土层中宜取 2～5m，在岩层中宜取 8～15m。当测试深度大于 15m 时，应进行振源孔和测试孔倾斜度和倾斜方位的测量，测点间距宜取 1m。测点垂直间距宜取 1～2m，近地表测点宜布置在 0.4 倍孔距的深度处，震源和检波器应置于同一地层的相同标高处。跨孔波速法测量精度的关键是两孔的平行度，并要注意钻孔护壁措施对波传播的影响。

（一）现场波速试验仪器设备

1. 震源

对单孔法，常采用地面敲击木板的方法激发剪切波；对跨孔法，可采用标准贯入器激发剪切波。孔内激震还可以使用剪切锤，即“井下波锤”。

2. 检波器

（1）单孔法。一般采用三分量检波器检测波的到达。这种三分量检波器由三个单个检波器按相互垂直（X、Y、Z）的方向，固定密封在一个无磁性的圆形筒内。竖向检波器接收纵波，水平检波器接收横波。

（2）跨孔法。跨孔波速法需要在两个孔内都安置三分量检波器，信号采集分析应在六通道以上，其他要求与单孔检层法相同。

3. 放大记录系统

采用地震仪或其他多通道信号采集分析仪。这些仪器要求具有信号放大、滤波、采集记录、数据处理等功能，信号放大倍数大于 2000 倍，噪声低，相位一致性好，时间分辨精度在 1μs 以下，具有四个通道以上，并具有剪切波速数据处理分析功能。

（二）现场波速试验要点

1. 单孔法

（1）波的激发。平整场地，安置激震板水平距离孔口 1m 左右，上压 500kg 重物在木板上，木板规格：长 2～3m，宽 0.3～0.4m，厚 6～10cm。触发检波器放置在木板中心与地面交界处。

（2）孔中测点布置。在孔中自下而上测量。测点间距根据各地层层位而定，一般 1～3m。

（3）钻孔尽量垂直。钻孔一般采用泥浆护壁，不下套管，检波器要与孔壁紧密接触。当必须下塑料套管时，必须使套管与孔壁紧密接触，必要时需注浆或充填。

2. 跨孔法

（1）钻孔数量、排列及间距。跨孔法一般需在一条平行地层走向或垂直地层走向的直线上布置同等深度的 3 个钻孔，其中一个为震源孔，另外两个为接收孔。钻孔间距，在土层中 2～5m 为宜，岩层中 8～15m 为宜。

（2）钻孔灌浆法。钻孔宜下塑料套管，套管与孔壁的间隙需注浆，将水泥、膨润土、水按比例 1:1:6.25 配比，自下而上灌入套管与孔壁之间。

（3）孔斜测量。跨孔法的钻孔应尽量垂直。为了能准确地计算出各测点间的实际水平距离，一般要求在试验深度大于 15m 时，必须用测斜仪对钻孔进行倾斜度和倾斜方位测量，特别是放置检波器的 2 个钻孔。

（三）现场波速试验成果的整理

1. 单孔法

采用垂距计算波速时，将斜距读数校正为垂距读数。校正公式见式（2-36）。

$$t' = t\frac{h}{\sqrt{x^2+h^2}} \tag{2-36}$$

式中　t' ——垂距读数，m；

t ——斜距读数，m；

h ——垂直距离，m；

x ——激发板到孔口的距离，m。

经读数校正后，按式（2-37）计算波速：

$$V_s = \frac{h_{i+1}-h_i}{t_{i+1}-t_i} = \frac{\Delta h_i}{\Delta t_i} \tag{2-37}$$

式中　Δh_i ——两次测试位置差，m；

Δt_i ——两次测试读数差，m。

2. 跨孔法

按式（2-38）计算波速：

$$V_s = \frac{x}{\Delta t} \tag{2-38}$$

式中　x ——由震源到达两测孔接收点的距离之差，m；

Δt ——剪切波到达两个测孔接收点的时间差，s。

（四）现场波速试验成果的应用

1. 计算地基动弹性参数

根据波速试验成果，按式（2-39）、式（2-40）弹性理论公式计算地基土动弹性参数：

$$G_d = \rho v_s^2 \tag{2-39}$$

$$E_d = 2(1+\mu)G_d = 2\rho v_s(1+\mu_d) = \frac{\rho v_s^2(3v_p^2-4v_s^2)}{v_p^2-v_s^2} \tag{2-40}$$

式中　G_d、E_d、μ_d ——分别为动剪切模量、动弹性模量和动泊松比；

ρ ——介质质量密度；

v_p、v_s ——分别为纵波波速和横波（剪切）波速。

2. 在地震工程中应用

在对场地进行地震动小区划和地震反应谱分析时，均需进行钻孔剪切波速测试，并提供剪切波速随深度变化的资料，以便根据地层的剪切波速土层的最大剪切模量，为土层地震反应分析提供必需的参数。

剪切波速 v_s 及动剪切模量 G_d 在地震工程中是极为重要的分析参数，可用于场地土分类、砂土液化判别和计算场地地基土卓越周期等许多方面。

由剪切波速 v_s 计算卓越周期的公式，见式（2-41）

$$T = \sum_{i=1}^{n}\frac{4h_i}{v_{si}} \tag{2-41}$$

式中　T ——场地地基土卓越周期，s；

h_i ——计算厚度（一般应算至基岩面，当基岩面较深时，可计算 30～50m），m；

v_{si} ——第 i 层土的实测剪切波速，m/s。

3. 地基加固效果检验

常规的平板载荷试验、静力触探试验、圆锥动力触探试验、标准贯入试验，能提供地基加固处理后承载力的可靠资料，但如能在地基加固处理的前后进行波速测试，则可作出评价地基承载力的辅助资料。因为地层波速与岩土的密实度、结构等物理力学指标密切相关，而波速测试效率高，掌握的数据面广，且成本低。

根据地基加固前后横波波速随深度的变化，可分析地基加固的有效深度及强度增长程度。剪切波速试验与载荷试验等结合使用，无疑是地基加固处理后评价的经济有效手段。

第八节　室　内　试　验

室内试验是岩土工程勘察中的重要环节，主要是试验人员使用试验仪器设备，并遵照规程对岩土试样进行各种试验项目的测试，提供可靠的物理力学性质

指标参数，为地基基础、地基处理等岩土工程设计和施工提供可靠的依据。室内试验在岩土工程勘察设计中占有重要的地位，它们是揭示岩土体的特性，进行岩土体定名、分层的重要依据之一。

室内试验岩土样由于在采取、运输、切样等过程中易受扰动，室内试验的应力条件是较理想和单一化的，与实际地基中复杂的应力条件有所差异，且存在岩土试样数量的限制，室内试验也有较大的局限性。在通常情况下，应尽可能结合原位测试、地区经验或邻近工程的经验综合确定地基土合理的物理力学性质指标参数。

一、土的含水率试验

土的含水率是土中水的质量与干土的质量之比，以百分数表示。

（一）试验方法

土的含水率试验有烘干法、酒精燃烧法、比重瓶法、炒干法。

室内试验通常采用烘干法。烘干法为标准方法，操作简单，保质保量。所需仪器设备主要有电热烘箱或温度能保持在105～110℃范围内的其他能源烘箱、电子天平、称量盒等。

（二）适用范围

烘干法适用于粗粒土、细粒土、有机质土和冻土。试样在 105～110℃下烘至恒量时所失去的水分质量和达恒量后干土质量的比值，以百分数表示，本法是测定含水量的标准方法。对有机质含量超过干土质量5%的土，应将温度控制在65～70℃范围内。黏性土、粉土烘干时间不少于8h，砂类土不少于6h。

（三）试样要求

烘干法试验要求一般为25～35g具有代表性的扰动或原状砂类土、粉土及黏性土。

（四）试验成果及应用

1. 计算公式

土的含水率按式（2-42）进行计算

$$w_0=\left(\frac{m_0}{m_d}-1\right)\times 100 \tag{2-42}$$

式中　w_0——土样含水率，%；

m_0——湿土质量，g；

m_d——干土质量，g。

2. 成果应用

（1）计算土的孔隙比、液性指数、饱和度、干密度及其他物理性质指标。

（2）了解土的密实程度，结合界限含水量，判定黏性土的状态。

（3）间接分析评价地基土的承载力。

二、土的密度试验

土的密度是指土的单位体积质量，是土的基本物理性质指标之一。

（一）试验方法

土的密度试验有环刀法、蜡封法、灌砂法、灌水法等。室内试验通常采用环刀法，所需仪器设备主要有环刀、电子天平等。

试验所用的主要仪器设备应符合下列规定：

（1）环刀：内径61.8mm和79.8mm，高度20mm。

（2）天平：称量 500g，最小分度值 0.1g；称量200g，最小分度值为0.01g。

环刀法测定密度，应在环刀内壁涂一薄层凡士林，刃口向下放在土样上，将环刀垂直下压，并用切土刀沿环刀外侧切削土样，边压边削至土样高出环刀。根据试样的软硬采用钢丝锯或切土刀整平环刀两端土样，擦净环刀外壁，称环刀和土的总质量。

（二）适用范围

环刀法密度试验适用于细粒土。

（三）试样要求

具有代表性的Ⅰ～Ⅱ级原状土试样或重塑土试样。

（四）试验成果及应用

1. 计算公式

按式（2-43）～式（2-45）分别计算试样的湿密度、干密度及重力密度。

$$\rho_0=\frac{m_0}{V} \tag{2-43}$$

$$\rho_d=\frac{\rho_0}{1+0.01w_0} \tag{2-44}$$

$$\gamma=9.8\rho_0 \tag{2-45}$$

式中　ρ_0——试样的湿密度，g/cm^3；

ρ_d——试样的干密度，g/cm^3；

γ——重力密度，g/cm^3；

m_0——湿土质量，g；

V——试样体积（环刀体积），cm^3；

w_0——天然含水量。

本试验应进行两次测定，两次测定的差值不得大于0.03g/cm^3，取两次测值的平均值。

2. 成果应用

（1）计算土的干密度、饱和度等物理性质指标。

（2）了解土的密实度和干湿状态。

（3）计算土的自重压力、挡土墙压力等，评价边坡稳定性等。

（4）依据干密度试验结果，控制现场回填土施工质量。

三、土粒比重试验

土粒比重是指土在 100～110℃下恒重时的质量与同体积纯水在 4℃时质量的比值，无量纲。比重的大小随土粒的矿物成分而异，土中含有大量有机质时，土粒比重显著减小。土粒比重是土颗粒自身的比重，与土的干密度是两个不同的概念。

土粒比重主要取决于土的矿物成分，不同土类的比重变化幅度并不大。一般土的比重见表 2-40。

表 2-40　　土 粒 比 重

土名	砂土	砂质粉土	黏质粉土	粉质黏土	黏土
土粒比重	2.68	2.70	2.71	2.72～2.73	2.74～2.76

（一）试验方法

土粒比重试验方法有比重瓶法、浮称法、虹吸筒法等。

室内试验通常采用比重瓶法测定，所需仪器设备主要有比重瓶、砂浴、电子天平等。基本原理就是利用称好质量的干土放入盛满水的比重瓶前后质量差异，来计算出土粒的体积，从而进一步算出土粒比重。

（二）适用范围

比重瓶法适用于粒径小于 5mm 的各类土。

（三）试样要求

原状样或扰动土样，烘干后碾散，取 15g。

（四）试验成果及应用

1．计算公式

土粒的比重按式（2-46）进行计算：

$$G_s=\frac{m_d}{m_{bw}+m_d-m_{bws}}\times G_{it} \qquad (2\text{-}46)$$

式中　G_s——土粒比重；

m_{bw}——瓶、水的质量，g；

m_{bws}——瓶、水、土的总质量，g；

G_{it}——t℃纯水或中性液体的比重。

2．成果应用

（1）计算土的孔隙比、饱和度及其他物理力学参数。

（2）根据土粒比重值的大小，判断土中有机质及矿物成分的含量。

四、土的颗粒分析试验

颗粒分析试验是土的常规试验之一，对土样进行颗粒分析试验，能够定量描述土粒中各个粒组的含量，为土的工程分类和了解土的工程性质提供依据。同时，对地基土进行液化判别时用到的黏粒含量，就是需要通过颗粒分析试验得出的。颗粒分析试验的方法主要有筛析法、密度计法和移液管法，后来发展的激光粒度仪也能对土粒进行粒度分析。激光粒度仪分析法主要对水库、河道的悬移质和推移质泥沙颗粒粒度测量分析应用较多，还未被列入规范中使用。

颗粒分析是通过试验求出小于某粒径的颗粒占土样总质量的百分数。

（一）试验方法

颗粒分析试验依据试样粒径的不同选择不同的试验方法，见表 2-41。

表 2-41　　颗粒分析试验方法选择

试样粒径 d（mm）	试验方法及设备
$0.075<d\leq 60$	筛析法，所需设备有分析筛、电子天平
≤0.075	密度计法，所需设备为土壤密度计

（二）适用范围

筛析法适用于粒径大于 0.075mm，小于或等于 60mm 的土样。

密度计法适用于粒径小于或等于 0.075mm 的土样。

（三）试样要求

试样应有代表性，依据土样粒径大小，取样数量见表 2-42。

表 2-42　　取 样 数 量

试验方法	颗粒尺寸（mm）	取样数量
密度计法	≤0.075	风干 200～300g，过 2mm 筛后取 30g
筛析法	<2	100～300g
	<10	300～1000g
	<20	1000～2000g
	<40	2000～4000g
	<60	4000g 以上

（四）试验成果及应用

1．结果计算

（1）对筛析法，小于某粒径试样质量占试样总质量的百分数按式（2-47）计算。

$$X=\frac{m_A}{m_B}\times 100\% \qquad (2\text{-}47)$$

式中　X——小于某粒径试样质量占试样总质量的百分数，（%）；

m_A——小于某粒径的试样质量，g；

m_B——所取试样的总质量，g。

（2）对密度计法，小于某粒径的试样质量占总质量的百分数按式（2-48）计算。

$$X=\frac{100}{m_d}C_G(R+m_t+n-C_D) \qquad (2\text{-}48)$$

式中 X——小于某粒径的试样质量占总质量的百分数，(%)；

C_G——土粒比重校正值；

R——甲种密度计读数；

m_t——悬液温度校正值；

n——弯月面校正值；

C_D——分散剂校正值。

（3）绘制颗粒级配曲线，从曲线上查出各粒组含量百分数。通过计算求得的颗粒组成指标见表2-43。

表 2-43　计算求得的颗粒组成指标

指标名称	符号	单位	求得方法
界限粒径 平均粒径 中间粒径 有效粒径	d_{60} d_{50} d_{30} d_{10}	mm	从颗粒级配曲线上求得
不均匀系数	C_u		$C_u=\frac{d_{60}}{d_{10}}$
曲率系数（级配系数）	C_c		$C_c=\frac{d_{30}}{d_{10}\times d_{60}}$

2. 成果应用

（1）从颗粒级配曲线确定土样粒径的大小和它们所占的比重，进行土的分类。

（2）依据黏粒含量试验结果，结合标准贯入试验击数判定地基土的地震液化。

（3）估算土的渗透系数。

五、土的界限含水率试验

黏性土随含水率的变化处于不同的状态，如固体状态、可塑状态和流动状态。黏性土这种由于含水率的不同而表现出不同状态的特性称为稠度，各种状态的分界用界限含水率表示，工程中常用的界限含水率主要是液限 w_L 和塑限 w_P。

界限含水量试验是测定土的工程性质， 对土进行正确分类必不可少的试验项目，其准确性对工程设计有着重要的影响。

（一）试验方法

液限试验采用圆锥法和液塑限联合测定仪法，所需仪器设备主要有锥式液限仪、液塑限联合测定仪、电子天平等。

塑限试验采用滚搓法和液塑限联合测定仪法，所需仪器设备主要有液塑限联合测定仪、电子天平等。

（二）适用范围

圆锥法、液塑限联合测定仪法、滚搓法均适用于粒径小于 0.5mm 以及有机质含量不大于试样总质量5%的土样。

（三）试样要求

100～150g 原状土样或扰动土样。

（四）试验成果及应用

1. 试验成果

通过试验可直接测定的可塑性指标见表 2-44。

表 2-44　直接测定的可塑性指标

指标名称	符号	单位	物理意义	计算公式
液限	w_L	%	土由可塑状态过渡到流动状态的界限含水量	$w_L=\left(\frac{m_0}{m_d}-1\right)\times100$
塑限	w_P	%	土由可塑状态过渡到半固体状态的界限含水量	$w_P=\left(\frac{m_0}{m_d}-1\right)\times100$

通过计算求得的可塑性指标见表 2-45。

表 2-45　计算求得的可塑性指标

指标名称	符号	物理意义	计算公式
塑性指数	I_P	土呈可塑状态时含水量变化的范围，代表土的可塑程度	$I_P=w_L-w_P$
液性指数	I_L	土抵抗外力的量度，其值越大，抵抗外力的能力越小	$I_L=\frac{w-w_P}{w_L-w_P}$
含水比	α_w	土的天然含水量与液限含水量之比	$\alpha_w=\frac{w}{w_L}$

注　w 为土的天然含水量。

2. 成果应用

（1）判断土样黏粒含量的高低。

（2）根据塑性指数进行土的分类。

（3）根据液性指数划分土的状态。

（4）对于红黏土，根据含水比和液塑比估算土的地基承载力。

六、砂的相对密度试验

相对密度是砂土处于最松状态的孔隙比与天然状态孔隙比之差和最松状态的孔隙比与最紧密状态的孔隙比之差的比值。

相对密度是砂性土紧密程度的指标，对于建（构）筑物和地基的稳定性，特别是在抗震稳定性方面具有重要的意义。密实的砂，具有较高的抗剪强度及较低的压缩性，在震动情况下液化的可能性小；松散的砂，其稳定性差，压缩性高，饱和的砂土在震动情况下，还容易产生液化。

砂土的密实程度在一定程度上可用其孔隙比来反映，但砂土的密实程度并不单独取决于孔隙比，在很大程度上还取决于土的颗粒级配。颗粒级配不同的砂土即使具有相同的孔隙比，但由于土的颗粒大小的

不同，颗粒排列不同，所处的密实状态也会不同。为了同时考虑孔隙比和颗粒级配的影响，引入砂土相对密度的概念来反映砂土的密度。

砂的相对密度试验是进行砂的最大干密度和最小干密度试验。

（一）试验方法

最小干密度试验采用漏斗法或量筒法，室内试验通常采用量筒法，所需仪器设备主要有 200mL 量筒、电子天平。

最大干密度试验采用振动锤击法，所需仪器设备有金属圆筒、击锤、电子天平。

（二）适用范围

漏斗法、量筒法、振动锥击法适用于颗粒粒径小于 5mm 的土，且粒径 2～5mm 的试样质量不大于试样总质量的 15%。

（三）试样要求

砂的相对密度试验取样要求及取样数量见表 2-46。

表 2-46　砂的相对密度试验取样要求

指标名称	符号	单位	取样数量
最大干密度	ρ_{dmax}	g/cm^3	代表性烘干试样 700g
最小干密度	ρ_{dmin}	g/cm^3	代表性烘干试样 2000g

（四）试验成果及应用

1. 主要计算公式

（1）砂土的最小干密度按式（2-49）计算。

$$\rho_{d\min}=\frac{m_d}{V_{\max}} \tag{2-49}$$

式中　$\rho_{d\min}$——最小干密度，g/cm^3；

$V_{\max}$——试样最大体积，cm^3。

（2）砂土的最大干密度按式（2-50）计算。

$$\rho_{d\max}=\frac{m_d}{V_{\min}} \tag{2-50}$$

式中　$\rho_{d\max}$——最大干密度，g/cm^3；

$V_{\min}$——试样最小体积，cm^3。

（3）相对密实度按式（2-51）计算。

$$D_r=\frac{e_{\max}-e_0}{e_{\max}-e_{\min}} \tag{2-51}$$

式中　D_r——相对密度；

e_0——天然孔隙比；

$e_{\max}$——最大孔隙比；

$e_{\min}$——最小孔隙比。

$e_{\max}$、$e_{\min}$ 分别按式（2-52）、式（2-53）计算。

$$e_{\max}=\frac{G_s\rho_w}{\rho_{d\min}}-1 \tag{2-52}$$

$$e_{\min}=\frac{G_s\rho_w}{\rho_{d\max}}-1 \tag{2-53}$$

2. 成果应用

（1）判定砂土的密实程度。

（2）判断地基土地震液化的可能性。

七、土的击实试验

击实试验是指用锤击实土样以了解土的压实特性的一种方法。该方法是用不同的击实功（锤重×落距×锤击次数）分别锤击不同含水量的土样，并测定相应的干容重，从而求得最大干容重（一般是指骨料堆积或紧密密度）、最优含水量，为填土工程的设计、施工提供依据。

土的击实试验是通过制备 5 个不同含水率（其中有 2 个大于土的塑限含水率，2 个小于土的塑限含水率，1 个接近土的塑限含水率）的试样，测求土的最大干密度和最优含水率。

当需对土方回填或填筑工程进行质量控制时，应进行击实试验，测定土的干密度与含水量关系，确定最大干密度和相应最佳含水量。

（一）试验方法

击实试验所用的主要设备是击实仪，包括击实筒、击锤及导筒等。土的击实试验分轻型击实试验和重型击实试验。轻型和重型两种击实仪，击实筒容积分别为 947.4cm^3 和 2103.0cm^3；击锤质量分别为 2.5kg 和 4.5kg；落高分别为 30.5mm 和 45.7mm。室内试验主要是轻型击实试验。

试验所需的仪器设备有击实仪、电子天平、烘箱等。

（二）适用范围

击实试验适用于碎石土垫层和路基土。轻型击实试验适用于粒径小于 5mm 的黏性土，重型击实试验适用于粒径不大于 20mm 的土。

（三）试样要求

不同试验方法时击实试验取样要求见表 2-47。

表 2-47　击实试验取样要求

试验方法	取样要求
轻型击实试验	扰动样，20kg
重型击实试验	扰动样，50kg

（四）试验成果及应用

1. 试验成果

击实试验成果指标见表 2-48。

表 2-48　击实试验成果指标

指标名称	符号	单位	物理意义
最大干密度	ρ_{dmax}	g/cm³	在一定的击实功作用下，使填筑土达到最大密度所需的含水量称为最优含水率，与最优含水率相应的干密度称为最大干密度
最优含水率	w_{opt}	%	

2. 成果应用

（1）了解土的压实性能，提供工程设计及现场施工所需的试验参数。

（2）为确定压实土地基承载力提供试验指标，判定压实土的密实程度。

八、土的渗透试验

土的渗透为水流通过多孔介质的现象，渗透试验是为了测定土的渗透系数 k。

在实验室中测定渗透系数 k 的仪器种类和试验方法很多，但从试验原理上大体可分为常水头法和变水头法两种。

（一）试验方法

土的渗透试验分为常水头渗透试验和变水头渗透试验，根据不同的试验方法，选择不同的渗透装置。常水头试验通常采用 70 型渗透仪，变水头试验通常采用南 55 型渗透仪。

（二）适用范围

常水头渗透试验适用于砂土和碎石土，变水头渗透试验适用于粉土和黏性土。

（三）试样要求

不同试验方法土的渗透试验取样数量及要求见表 2-49。

表 2-49　渗透试验取样要求

试验方法	取样要求
变水头渗透试验	原状样试样，环刀内径 61.8mm，高 40mm
常水头渗透试验	扰动试样，风干后 3～4kg

（四）试验成果及应用

1. 试验成果

通过试验得到土的渗透系数 k（cm/s）。

2. 成果应用

（1）根据试验指标判断土层的透水性能。

（2）作为建（构）筑物基坑降、排水设计参数。

（3）结合土的压缩模量，估算土的固结系数。

九、土的固结试验

土体在外荷载作用下，水和空气逐渐被驱出，土颗粒之间相互挤紧、封闭，气泡的体积减小，因而引起土层产生压缩变形，土的这种受压缩的过程称之为土的固结。

（一）试验方法

土的固结试验方法有标准固结试验和应变控制连续加荷固结试验，室内试验通常采用标准固结试验方法，该方法所需仪器设备主要为固结仪。

（二）适用范围

标准固结试验适用于饱和黏土，只进行压缩时，允许用于非饱和土。

（三）试样要求

标准固结试验要求采用 I 级土试样，试样直径不小于 100mm，高度不小于 150mm。切取环刀内径为 61.8mm 或内径 79.8mm，高度为 20mm。

（四）试验成果及应用

1. 主要计算公式

（1）压缩系数按式（2-54）计算。

$$a_V = \frac{e_i - e_{i+1}}{p_{i+1} - p_i} \tag{2-54}$$

式中　a_V——压缩系数，MPa^{-1}；

e_i——压力为 p_i 时压缩稳定后的孔隙比；

e_{i+1}——压力为 p_{i+1} 时压缩稳定后孔隙比；

p_i、p_{i+1}——与 e_i、e_{i+1} 相对应的压力，kPa。

（2）压缩模量应按式（2-55）计算。

$$E_s = \frac{1+e_0}{a_V} \tag{2-55}$$

式中　e_0——土样初始孔隙比。

（3）压缩指数和回弹指数应按式（2-56）计算。

$$C_c \text{或} C_s = \frac{e_i - e_{i+1}}{\log p_{i+1} - \log pi} \tag{2-56}$$

式中　C_c——压缩指数；

C_s——回弹指数。

2. 成果应用

（1）计算建（构）筑物及地基的沉降。

（2）分析、判别土的固结特性和天然土层的固结状态。

（3）评价土的承载力。

十、土的膨胀性试验

黏性土具有的浸湿体积膨胀、干燥体积缩小的性质，称为土的膨胀性和收缩性。

自由膨胀率是反映黏性土的膨胀性的指标之一，它与黏土矿物成分、胶粒含量、化学成分和水溶液性质等有着密切的关系。自由膨胀率试验的目的是测定黏性土在无结构力影响下的膨胀潜势，初步评定黏土的胀缩性。由于试验所需设备少，方法简便，便于进

行大量室内试验，自由膨胀率试验与土的界限含水率试验相配合，可以得到比较满意的膨胀土判别结果。

（一）试验方法

土的膨胀性试验方法及试验指标见表 2-50。

表 2-50　土的膨胀性指标及试验方法

指标名称	符号	试验方法
自由膨胀率	δ_{ef}	自由膨胀率试验
有/无荷载膨胀率	δ_{ep} / δ_e	膨胀率试验
膨胀力	p_e	膨胀力试验
收缩系数	λ_n	收缩试验

（二）适用范围

土的膨胀性试验适用于黏性土。

（三）试样要求

自由膨胀率试验采用扰动风干土，其余试验要求采用Ⅰ级原状土样或击实后试样。

（四）试验成果及应用

1. 主要计算公式

（1）自由膨胀率，按式（2-57）计算。

$$\delta_{ef}=\frac{V_{we}-V_0}{V_0}\times 100 \qquad (2\text{-}57)$$

式中　δ_{ef}——自由膨胀率，%；

V_{we}——试样在水中膨胀后的体积，mL；

V_0——试样初始体积，取 10mL。

（2）有/无荷载膨胀率，按式（2-58）、式（2-59）计算。

$$\delta_{ep}=\frac{z_p+\lambda-z_0}{h_0}\times 100 \qquad (2\text{-}58)$$

$$\delta_e=\frac{z_t-z_0}{h_0}\times 100 \qquad (2\text{-}59)$$

式中　δ_{ep}——某荷载下的膨胀率，%；

δ_e——时间为 t 时的无荷载膨胀率，%；

z_p——某荷载下膨胀稳定后的位移计读数，mm；

z_0——加荷前位移计读数，mm；

z_t——时间为 t 时的位移计读数，mm；

λ——某荷载下仪器压缩变形量，mm；

h_0——试样的初始高度，mm。

（3）膨胀力，按式（2-60）计算。

$$p_e=\frac{W}{A}\times 10 \qquad (2\text{-}60)$$

式中　p_e——膨胀力，kPa；

W——施加在试样上的总平衡荷载，N；

A——试样面积，cm^2。

（4）收缩系数，按式（2-61）计算。

$$\lambda_n=\frac{\Delta\delta_{si}}{\Delta w} \qquad (2\text{-}61)$$

式中　λ_n——竖向收缩系数；

Δw——收缩曲线上第Ⅰ阶段两点的含水率之差，%；

$\Delta\delta_{si}$——与 Δw 相对应的两点线缩率之差，%。

2. 成果应用

（1）研究土的胀缩性，进而了解地基土变形和边坡稳定性。

（2）计算膨胀变形、收缩变形、胀缩变形总量。

十一、土的湿陷性试验

湿陷性土是指在上覆土层自重应力作用下，或者在自重应力和附加应力共同作用下，因浸水后土的结构破坏而发生显著附加变形的土，属于特殊土。广泛分布于我国东北、西北、华中和华东部分地区的黄土多具湿陷性。

湿陷性黄土是一种特殊性质的土，其土质较均匀、结构疏松、孔隙发育。在未受水浸湿时，一般强度较高，压缩性较小。当在一定压力下受水浸湿，土结构会迅速破坏，产生较大附加下沉，强度迅速降低。

土的湿陷性试验是试样在荷载作用下沉降变形稳定后浸水，测定湿陷附加沉降，进而确定土的各项湿陷性指标。

（一）试验方法

土的湿陷性试验方法有双线法和单线法，室内试验通常采用双线法，该方法所需仪器设备主要为中压固结仪。

（二）适用范围

双线法和单线法湿陷性试验适用于各种黄土类土。

（三）试样要求

不同的湿陷试验方法时取样数量及要求见表 2-51。

表 2-51　湿陷试验取样要求

试验方法	取样要求
双线法	同一取土点、同一深度，环刀内径 79.8mm，高 20mm 的 2 个环刀试样
单线法	同一取土点、同一深度，环刀内径 79.8mm，高 20mm 的至少 5 个环刀试样

（四）试验成果及应用

1. 主要计算公式

（1）湿陷系数按式（2-62）计算：

$$\delta_s=\frac{h_1-h_2}{h_0} \qquad (2\text{-}62)$$

式中 δ_s——湿陷系数；

h_1——在某级压力下，试样变形稳定后的高度，mm；

h_2——在某级压力下，试样浸水湿陷变形稳定后的高度，mm。

（2）自重湿陷系数，按式（2-63）计算：

$$\delta_{zs}=\frac{h_z-h_z'}{h_0} \tag{2-63}$$

式中 δ_{zs}——自重湿陷系数；

h_z——在饱和自重压力下，试样变形稳定后的高度，mm；

h_z'——在饱和自重压力下，试样浸水湿陷变形稳定后的高度，mm。

（3）湿陷起始压力：以压力为横坐标、湿陷系数为纵坐标，绘制压力与湿陷系数关系曲线，湿陷系数为 0.015 所对应的压力即为湿陷起始压力。

2. 成果应用

（1）判别黄土湿陷性及其湿陷强弱程度。

（2）确定湿陷性土层的厚度及自重湿陷土层的厚度。

（3）确定场地湿陷类型。

（4）施工设计时用于基底压力的选择。

十二、土的直接剪切试验

剪切试验是根据库仑定律即土的内摩擦力与剪切面上的法向压力成正比的原理，将同一种土制备成几个土样，分别在不同的法向压力下，沿固定的剪切面直接施加水平剪力，得其剪坏时的剪应力，即为抗剪强度，然后根据剪切定律确定土的抗剪强度指标内摩擦角 φ 和黏聚力 c。土的直接剪切试验是利用四联盒式剪切仪对试样施加垂直压力后，在水平方向对试样施加剪应力进行剪切，测求土的抗剪强度指标。

（一）试验方法

土的直接剪切试验有三种试验方法，见表 2-52。

表 2-52 直接剪切试验方法

快剪试验	施加垂直压力后立即以 0.8mm/min 的剪切速度进行剪切至试验结束，使试样在 3～5min 内剪损，不允许试样产生排水固结
固结快剪试验	施加垂直压力后，每 1h 测读垂直变形一次，至试样固结变形稳定后，按快剪方法进行剪切，不允许试样排水
慢剪试验	施加垂直压力后，按固结快剪的要求使试样固结，然后以小于 0.02mm/min 的剪切速度进行剪切使孔隙水充分排出至试验结束

（二）适用范围

直接剪切试验适用于粉土、黏性土及粒径小于 2mm 的砂土。

（三）试样要求

原状样或击实样，切取环刀内径为 61.8mm，高为 20mm 的 4 个环刀试样进行试验。

（四）试验成果及应用

1. 主要计算公式

（1）剪应力应按式（2-64）计算。

$$\tau=\frac{CR}{A_0}\times10 \tag{2-64}$$

式中 τ——试样所受的剪应力，kPa；

R——测力计量表的读数，0.01mm；

C——测力计率定系数，N/0.01mm；

A_0——试样断面积，cm^2。

（2）以剪应力 τ 为纵坐标，剪切位移为横坐标，绘制剪应力与剪切位移关系曲线。取曲线上剪应力的峰值为抗剪强度，无峰值时，取剪切位移 4mm 所对应的剪应力为抗剪强度。

（3）以抗剪强度为纵坐标，垂直压力为横坐标，绘制抗剪强度与垂直压力关系曲线，线的倾角为土的内摩擦角 φ，直线在纵坐标上的截距为土的黏聚力 c。

2. 成果应用

直接剪切试验结果用于计算土的承载力，评价边坡、挡土墙、基坑等稳定性等强度问题。

十三、三轴剪切试验

三轴剪切试验是在圆柱形试样上施加最大主应力（轴向应力）σ_1 和最小主应力（周围压力）σ_3，保持其中之一（一般是 σ_3）不变，改变另一主应力，使试样中的剪应力逐渐增大，直至达到极限平衡而剪切破坏。根据三个以上试样在不同周围压力下的试验结果求得土的抗剪强度。

三轴剪切试验又称三轴压缩试验，根据莫尔强度理论，利用应力圆作出极限应力圆的包络线，即为土的抗剪强度曲线，以求得抗剪强度指标内摩擦角 φ 和黏聚力 c。

（一）试验方法

土的三轴剪切试验有三种试验方法，见表 2-53。

表 2-53 三轴剪切试验方法

不固结不排水剪（UU）	试样在完全不排水条件下施加周围压力后，快速增大轴向压力到试样破坏
固结不排水剪（CU）	试样先在周围压力下进行固结，然后在不排水条件下，快速增大轴向压力到试样破坏
固结排水剪（CD）	试样先在周围压力下进行固结，然后继续在排水条件下，缓慢增大轴向压力到试样破坏

（二）适用范围

上述三轴剪切试验方法适用于细粒土和粒径小于 20mm 的粗粒土。

（三）试样要求

进行三轴剪切试验的土样为原状样或击实重塑样，土样要求见表2-54。

表2-54 三轴剪切试验的试样尺寸

试样直径（mm）	截面积（mm^2）	允许最大粒径（mm）	附注
39.1	12	2	1．允许个别超径颗粒存在，超径颗粒的粒径不应超过试样直径的1/5； 2．对于有裂隙、软弱面或结构面的土样，宜用直径为61.8mm或101mm的试样； 3．试样高度与直径的比值应为2.0～2.5
61.8	30	5	
101.0	80	20	

（四）试验成果及应用

1．三轴剪切试验指标的计算

通过三轴剪切试验得到的抗剪强度指标见表2-55。

表2-55 三轴剪切试验的指标计算

试验方法	分析方法	应力圆		包线	
		圆心横坐标	半径	在纵轴上的截距	倾角
不固结不排水剪（UU）	总应力法	$\frac{\sigma_{1f}+\sigma_{3f}}{2}$	$\frac{\sigma_{1f}-\sigma_{3f}}{2}$	C_{uu}	φ_{uu}
固结不排水剪（CU）	总应力法	$\frac{\sigma_{1f}+\sigma_{3f}}{2}$	$\frac{\sigma_{1f}-\sigma_{3f}}{2}$	C_{cu}	φ_{cu}
	有效应力法	$\frac{\sigma'_{1f}+\sigma'_{3f}}{2}$	$\frac{\sigma'_{1f}-\sigma'_{3f}}{2}$	C'	φ'
固结排水剪（CD）	有效应力法	$\frac{\sigma_{1f}+\sigma_{3f}}{2}$	$\frac{\sigma_{1f}-\sigma_{3f}}{2}$	C_{cd}	φ_{cd}

2．成果应用

（1）计算土层天然承载力。

（2）计算挡土墙的土压力。

（3）评价地基边坡稳定性。

十四、无侧限抗压强度试验

土在侧面不受限制的条件下，抵抗垂直压力的极限强度称为土的无侧限抗压强度。土的灵敏度指原状土的无侧限抗压强度与其重塑土的无侧限抗压强度之比，反映土受结构扰动影响的程度，灵敏度越大，结构扰动影响越明显。

（一）试验方法

将试样安装在无侧限仪底座上，使底座缓慢上升，当试样与加压板刚好接触后将测力计读数调整为零。然后保持轴向应变速率为每分钟应变1%～3%，转动手柄，并按规定记录读数，当出现峰值时，继续进行3%～5%的应变后终止；当无峰值时，应变达20%后中止。试验宜在8～10min内完成。

（二）适用范围

无侧限抗压强度试验适用于饱和黏性（软）土。

（三）试样要求

无侧限抗压强度试验要求采用Ⅰ级～Ⅱ级原状土样；重塑土要求与原状土具有相同密度和含水量。试样直径为35～50mm，高度与直径之比宜采用2.0～2.5。

（四）试验成果及应用

1．主要计算公式

（1）轴向应变，按式（2-65）计算：

$$\varepsilon_1=\frac{\Delta h}{h_0} \tag{2-65}$$

式中 ε_1——轴向应变；

Δh——试验过程中试样高度变化量，cm。

（2）轴向应力按式（2-66）计算。

$$\sigma=\frac{C\cdot R}{A_a}\times 10 \tag{2-66}$$

$$A_a=\frac{A_0}{1-\varepsilon_1}$$

式中 σ——轴向应力，kPa；

A_a——校正后试样面积，cm^2。

（3）绘制轴向应力与轴向应变关系曲线，取曲线上最大轴向应力或取轴向应变为15%时所对应的轴向应力作为无侧限抗压强度q_u。

（4）灵敏度按式（2-67）计算。

$$S_t=\frac{q_u}{q'_u} \tag{2-67}$$

式中 S_t——灵敏度；

q_u——原状试样的无侧限抗压强度，kPa；

q'_u——重塑试样的无侧限抗压强度，kPa。

2．成果应用

（1）评价边坡稳定性。

（2）估算桩基础侧摩阻力。

（3）评价软土的地基承载力。

十五、岩石物理力学性质试验

岩石试验是对岩石进行各种基本特性测定的总称。具体试验内容应根据工程类型、规模，以及所要解决的工程地质问题等决定。

室内试验的主要项目有：含水量、密度试验，变形试验、单轴抗压试验、点载荷试验、抗剪强度试验（包括直剪试验、三轴试验）及抗拉试验等。

（一）岩石的主要物理性质

室内试验测定的岩石的基本物理性质指标有颗粒密度、块体密度、孔隙率、吸水率、饱和吸水率。

岩石物理性质试验测求指标及试验方法见表2-56。

表2-56　岩石物理性质试验测求指标及试验方法

指标名称	物理意义	计算公式	试验方法及相关要求
颗粒密度ρ_s	岩石单位体积颗粒的质量	$\rho_s=\frac{m_s}{V_s}$	比重计法
块体密度ρ	岩石单位体积的质量	$\rho=\frac{m}{V}$	量积法、水中称量法或蜡封法
孔隙率n	岩石中孔隙体积占岩石总体积的百分数	$n=\frac{V_v}{V}\times100$	
吸水率w_a	室温和大气压力条件下，单位质量岩石所吸水的质量	$w_a=\frac{m_0-m_s}{m_s}\times100$	自由浸水法
饱和吸水率w_{at}	一定压力下，单位质量岩石所吸水的质量	$w_{at}=\frac{m_p-m_s}{m_s}\times100$	煮沸法或真空抽气法
饱和系数K_w	岩石吸水率与饱和吸水率之比	$K_w=\frac{\omega_a}{w_{at}}$	

（二）岩石的主要力学性质

室内岩石力学性质试验主要有单轴抗压试验、点荷载强度试验。

岩石力学性质试验测求指标及试验方法见表2-57。

表2-57　岩石力学性质试验测求指标及试验方法

指标名称	物理意义	计算公式	试验方法及相关要求
抗压强度R_b、R_c	岩石受压破坏所需的单位面积上的最大轴向压力。分饱和及干燥状态下抗压强度	$R_b=\frac{P_b}{A}$ $R_c=\frac{P_c}{A}$	试件直径宜为48～54mm，并大于最大颗粒直径的10倍；两端面不平整度不得大于0.05mm；沿试件高度，直径误差不得大于0.3mm；端面应垂直于试件轴线，最大不得大于0.25°，h/D宜为2.0～2.5；同一含水率下，每组试验的数量不应小于3个。 在材料试验机上进行抗压试验，以每秒0.5～1.0MPa的速度加荷至破坏，测求破坏时的最大轴向压力

续表

指标名称	物理意义	计算公式	试验方法及相关要求
软化系数K_d	岩石饱和极限抗压强度与干燥极限抗压强度之比	$K_d=\frac{R_b}{R_c}$	计算值
点荷载强度$I_{s(50)}$	加荷点间距为50mm的试样的岩石破坏时的荷载与加荷点间距的平方之比	$I_{s(50)}=\frac{P_{50}}{2500}$	试样可用岩芯、岩块等，避免在采样或制样过程中产生裂缝。径向试验时，试样长度与直径之比不小于1；轴向试验时，加荷两点间距与直径之比宜为0.3～1.0。在点荷载仪上进行试验，应稳定加载，使试件在10～60s内破坏，记录破坏荷载，破坏面应贯穿整个试件并通过两加载点时，为有效试验

（三）成果应用

岩石物理力学试验指标应用见表2-58。

表2-58　岩石物理及力学性质试验指标的应用

指标名称	实际应用
颗粒密度ρ_s 块体密度ρ	1．计算岩体初始应力 2．计算围岩压力 3．评价岩石的力学性质及岩体稳定性
吸水率w_a 饱和吸水率w_{at}	1．评价岩石的孔隙情况 2．评价岩石的力学性质
单轴抗压强度R 软化系数K_d	1．计算岩石地基承载力 2．计算嵌岩桩承载力 3．评价围岩稳定性 4．计算围岩压力
点荷载强度$I_{s(50)}$	1．换算单轴抗压强度 2．进行岩体力学分类 3．评价岩石的力学性质

十六、土的化学性质试验

（一）土的化学试验项目及试验方法

土的化学性质试验包括土的酸碱度试验、土的易溶盐试验及土的有机质试验，其试验方法及取样要求见表2-59。室内试验主要以土的酸碱度试验和易溶盐试验为主。

表2-59　土的化学试验项目及试验方法

试验项目	指标名称	主要仪器设备	试验方法	最小取样要求
酸碱度试验	pH值	酸度计、天平	电极法	扰动土100g

续表

试验项目	指标名称	主要仪器设备	试验方法	最小取样要求
易溶盐试验	易溶盐总量	分析天平、水浴锅、蒸发器	蒸干法	扰动土500g
	CO_3^{2-}、HCO_3^-	酸式滴定管、分析天平	酸滴定法	
	Cl^-	酸式滴定管、分析天平	摩尔法	
	SO_4^{2-}	酸式滴定管、分析天平	EDTA容量法	
	Ca^{2+}、Mg^{2+}	酸式滴定管、分析天平	EDTA容量法	
	Na^+、K^+		计算值	
中溶盐试验	$CaSO_2\cdot 2H_2O$	分析天平、加热设备	酸浸质量法	扰动土100g
难溶盐试验	钙、镁碳酸盐	二氧化碳约测计、电子天平	气量法	扰动土100g
有机质试验	有机质含量	电子天平、油浴锅	重铬酸钾容量法	扰动土100g

（二）成果应用

评价地基土对混凝土及混凝土结构中钢筋的腐蚀性。

十七、水质分析试验

水质分析又称水化学分析，即用化学和物理方法测定水中各种化学成分的含量。水质分析分为简分析、全分析和专项分析三种。

（一）水质分析试验项目及试验方法

按 GB 50021《岩土工程勘察规范》规定，结合 DL/T 5152《水工混凝土水质分析试验规程》具体要求，室内试验水质分析试验项目按表 2-60 确定。

表 2-60　水质分析试验项目及试验方法

序号	试验项目	试验方法	序号	试验项目	试验方法
1	Ca^{2+}	EDTA容量法	6	CO_3^{2-}	酸滴定法
2	Mg^{2+}	EDTA容量法	7	侵蚀性CO_2	酸滴定法
3	Cl^-	摩尔法	8	游离CO_2	碱滴定法
4	SO_4^{2-}	EDTA容量法	9	总矿化度	质量法
5	HCO_3^-	酸滴定法	10	pH值	电位法或电极法

（二）成果应用

（1）判断地下水对混凝土及混凝土结构中钢筋的腐蚀性。

（2）用于水质分类。

第三章

特殊性岩土

特殊性岩土是指在特定的地理环境或人为条件下形成的具有特殊的物理力学性质和工程特性的岩土，以及特殊的物质组成、结构构造的岩土。

如果在此类特殊性岩土上修建建（构）筑物，常规的岩土工程勘察不能满足工程要求，为了安全和经济，需要在岩土工程勘察中采取特殊的方法研究和处理，否则会给工程带来不良影响后果。特殊性岩土的种类很多，其分布一般具有明显的地域性。

常见的特殊性岩土有湿陷性黄土、软土、红黏土、新近沉积土、填土、膨胀岩土、盐渍土、多年冻土、风化岩和残积土等。

第一节 湿陷性黄土

湿陷性是指土体在一定压力（自重压力、附加压力）下受水浸湿，土体结构迅速破坏，并产生显著附加下沉，从而引起地面的变形和建（构）筑物破坏的性能。

湿陷性土以湿陷性黄土最具有代表性，尤其是黄土高原区分布的黄土。湿陷性黄土是黄土的一种，主要指黄土在一定的压力作用下受水浸湿，土结构迅速破坏而发生显著附加下沉的性质。但是并不是只有黄土有湿陷性，在我国干旱和半干旱地区，一些山前洪、坡积扇（裙）中的碎石土、风积的砂土往往也具有湿陷性。所有这些湿陷性土中，湿陷性黄土分布最广，湿陷厚度最大，对工程建设的影响最显著。

一、黄土的成因、基本特征及其分布

（一）黄土的成因

关于黄土的成因有多种说法，主要有风成说和多种成因说，分歧点主要是对分布高原和高分水岭上的黄土的成因，对分布于河谷地带的黄土，则各种学说的意见基本一致，都认为主要是冲积类型，也间有洪积、坡积或坡洪积类型。

（二）黄土的基本特征

1. 黄土的一般特征

我国分布的黄土一般具有以下全部特征，当缺少其中一项或几项特征时称为黄土状土。

（1）颜色以黄色、褐黄色、褐色为主，有时呈灰黄色；

（2）颗粒组成以粉粒（粒径 0.05～0.005mm）为主，粉粒含量一般在 60%以上，粒径大于 0.25mm 的甚为少见；

（3）有肉眼可见的针状大孔、虫孔等，孔隙比一般为 0.8～1.2；

（4）含有植物根系、菌丝等；

（5）富含碳酸盐类可溶盐，垂直节理发育。

2. 黄土的地层划分和野外性状

我国黄土的堆积时代包括整个第四纪，黄土的地层划分及野外特征见表 3-1。

（三）我国湿陷性黄土的分布及分区

1. 我国湿陷性黄土的分布

黄土在我国主要分布在西北和华北等地区，这些地区一般气候较干燥，蒸发量大于降雨量，属于干旱～半干旱气候。

我国黄土和黄土状土的分布区域特征见表 3-2。

2. 我国湿陷性黄土的区域划分

我国湿陷性黄土在地域分布上具有以下的总体规律：由西北向东南，黄土的密度、含水率和强度都是由小变大，颗粒组成由粗变细，黏粒含量由少变多，压缩性和湿陷性都是由大变小，易溶盐含量由多变少，不同区域湿陷性黄土的工程地质特征也各不相同。我国湿陷性黄土的区域划分见表 3-3。

二、黄土的工程特性

（一）黄土的结构特征

黄土的结构指黄土粗细颗粒的分布及有关孔隙的空间排列。黄土孔隙率一般高达 40%～50%。除粒间小孔外，还发育各种特有的大孔，如节理、虫孔、放射状孔和植物根孔等。随着黄土地层时代的变老、孔隙率减小。

湿陷性黄土在一定条件下具有保持土的原始基本单元结构形式不被破坏的能力。这是由于黄土在沉积过程中的物理化学因素促使颗粒相互接触产生了固化连

接健，这种固化连接键构成的土骨架具有一定的结构强度，使得湿陷性黄土的应力应变关系和强度特性表现出压缩性低、强度高等特性。当结构性遭受破坏时，其力学性质将呈现屈服、软化、湿陷等性状。

表 3-1　我国黄土的地层划分及野外特征

地质年代		黄土名称		颜色	特征及包含物	沉积环境	挖掘情况
全新世 Q_4	近期 Q_4^2	新黄土	新近堆积黄土	浅褐至深褐色，或黄至黄褐色	土质松散不均，多虫孔和植物根系，有粉末状或条纹状碳酸盐结晶，含少量小砾石或钙质结核，有时有砖瓦碎块或朽木等	河漫滩低级阶地，山间洼地的表面，黄土塬、峁的坡脚，洪积扇或山前坡积地带，老河道及填塞的沟槽洼地的上部	锹挖很容易，进度较快
	早期 Q_4^1		黄土状土	褐黄色至黄褐色	具有大孔、虫孔和植物根孔，含少量小的钙质结核或小砾石。有时有人类活动遗物，土质较均匀	河流阶地的上部	锹挖容易，但进度稍慢
晚更新世 Q_3			马兰黄土	浅黄、褐黄或黄褐色	土质均匀，大孔发育，具垂直节理，有虫孔及植物根孔，有少量小的钙质结核，呈零星分布	河流阶地和黄土塬、峁、梁的上部，以及黄土高原与河谷平原的过渡地带	锹、镐挖掘不困难
中更新世 Q_2		老黄土	离石黄土	深黄、棕黄或黄褐色	土质较密实，有少量大孔。古土壤层下部钙质结核含量增多，粒径可达 5～20cm，常以钙质结核层的形式分布	河流高阶地和黄土塬、梁、峁的黄土主体	锹、镐挖掘困难
早更新世 Q_1			午城黄土	淡红或棕红色	土质密实，无大孔，柱状节理发育，钙质结核含量较 Q_2 黄土少	第四纪早期沉积，底部与第三纪红黏土或砂砾层接触	锹、镐挖掘很困难

表 3-2　我国黄土和黄土状土的分布

分布区域		黄土分布面积（km^2）	黄土状土分布面积（km^2）	分布区域简述
松辽平原		11800	81000	长白山以西，小兴安岭以南，大兴安岭以东的松辽平原以及其周围山界的内侧
黄河流域	黄河下游	26000	8880	三门峡以东，包括太行山东麓、中条山南麓、冀北山地南麓以及河北北部山地和山东丘陵区
	黄河中游	275600	2400	乌鞘岭以东，三门峡以西，长城以南，秦岭以北
	青海高原	16000	8800	刘家峡、亨堂峡以西地区，包括黄河上游湟水流域和青海湖附近
甘肃河西走廊		1200	15520	乌鞘岭以西，玉门以东，北山以南，祁连山以北的走廊地带
新疆	准噶尔盆地	15840	91840	天山以北地区
	塔里木盆地	34400	51000	天山以南地区
总计		380840	259440	

表 3-3　我国湿陷性黄土的区域划分

分区	亚区	地貌	黄土层厚度（m）	湿陷性黄土层厚度（m）	地下水位埋藏深度（m）	工程地质特征
陇西地区		低阶地	4～25	3～16	4～18	自重湿陷性黄土分布很广，湿陷性黄土层厚度通常大于 10m，地基湿陷等级多为Ⅲ级～Ⅳ级，湿陷性敏感
		高阶地	15～100	8～35	20～80	
陇东-陕北-晋西地区		低阶地	3～30	4～11	4～14	自重湿陷性黄土分布广泛，湿陷性黄土层厚度通常大于 10m，地基湿陷等级一般为Ⅲ级～Ⅳ级，湿陷性较敏感
		高阶地	50～150	10～15	40～60	

续表

分区	亚区	地貌	黄土层厚度（m）	湿陷性黄土层厚度（m）	地下水位埋藏深度（m）	工程地质特征
关中地区		低阶地	5～20	4～10	6～18	低阶地属非自重湿陷性黄土，高阶地和黄土塬多属自重湿陷性黄土。湿陷性黄土层厚度：在渭北高原一般大于10m，在渭河流域两岸多为4～10m，秦岭北麓地带有的小于4m。地基湿陷等级一般为Ⅱ～Ⅲ级，自重湿陷性黄土层一般埋藏较深
		高阶地	50～100	6～23	14～40	
山西地区	汾河流域区	低阶地	8～15	2～10	4～8	低阶地属非自重湿陷性黄土，高阶地（包括山麓堆积）多属自重湿陷性黄土。湿陷性黄土层厚度多为5～10m，个别地段小于5m或大于10m，地基湿陷等级一般为Ⅱ～Ⅲ级。在低阶地新近堆积（Q_4^2）黄土分布较普遍，土的结构松散，压缩性高
		高阶地	30～100	5～20	50～60	
	晋东南区		30～53	2～12	4～7	
河南地区			6～25	4～8	5～25	一般为非自重湿陷性黄土。湿陷性黄土层厚度一般为5m。土的结构较密实，压缩性较低。该区浅部分布新近堆积黄土，压缩性较高
冀鲁地区	河北区		3～30	2～6	5～12	一般为非自重湿陷性黄土，湿陷性黄土层厚度一般小于5m，局部地段5～10m，地基湿陷等级一般为Ⅱ级，土的结构较密实，压缩性低，在黄土边缘地带及鲁山北麓的局部地段，湿陷性黄土层薄，含水量高，湿陷系数小，地基湿陷等级为Ⅰ级或不具湿陷性
	山东区		3～20	2～6	5～8	
北部边缘地区	宁—陕区		5～30	1～10	5～25	为非自重湿陷性黄土，湿陷性黄土层厚度一般小于5m，地基湿陷等级一般为Ⅰ～Ⅱ级，土的压缩性低，土中含砂量较多，湿陷性黄土分布不连续
	河西走廊区		5～10	2～5	5～10	
	内蒙古中部—辽西区	低阶地	5～15	5～11	5～10	靠近山西、陕西的黄土地区，一般为非自重湿陷性黄土，地基湿陷等级为Ⅰ级，湿陷性黄土层厚度一般为5～10m。低阶地新近堆积（Q_4^2）黄土分布较广，土的结构松散，压缩性较高，高阶地土的结构较密实，压缩性较低
		高阶地	10～20	8～15	12	
新疆地区			3～30	2～10	1～20	一般为非自重湿陷性黄土场地，地基湿陷等级为Ⅰ～Ⅱ级，局部为Ⅲ级，湿陷性黄土层厚度一般小于8m，天然含水量较低，黄土层厚度和湿陷性变化大。主要分布于沙漠边缘，冲积、洪积扇中上部，河流阶地和山麓斜坡，北疆呈连续条状分布，南疆呈零星分布

（二）黄土的物理力学性质

黄土的物理力学性质通常用压缩系数、压缩模量、内摩擦角、黏聚力、无侧限抗压强度，以及干密度、孔隙比等指标表示。

对于电力工程建设项目岩土工程勘察来说，比较重要的是反映黄土地基变形方面的指标。

1. 压缩性

压缩性是土的一项重要工程性质，它反映地基土在外加荷载作用下产生压缩变形的大小。对湿陷性黄土地基来说，压缩变形是指黄土地基土在天然含水量条件下受外加荷载作用所产生的变形，它不包括地基受水浸湿后的附加湿陷变形。

湿陷性黄土的压缩性质指标仍用压缩系数 α 和压缩模量 E_s 来表示。

在通常的压力段，湿陷性黄土的压缩系数一般为 $0.1\sim1.0\text{MPa}^{-1}$。湿陷性黄土的压缩模量一般为2.0～20.0MPa，在结构强度被破坏之后，压缩模量一般随作用力的增大而增大。试验结果表明，湿陷性黄土通过载荷试验结果按弹性理论公式算出的变形模量 E_0 比由压缩试验得出的压缩模量大得多，两者的比值为2～5。

2. 抗剪强度

黄土的抗剪强度服从库仑定律，由摩擦力和黏结力组成。黄土颗粒间的胶结物质一般为石膏、碳酸盐类等，耐水性差，当湿度增加时其强度（黏结力）有显著降低，表现为地基强度的大幅降低，甚至丧失。

对黄土和黄土状土的有效压力抗剪强度强度指标 C'、φ' 值或抗剪强度指标 C、φ 值的确定与一般黏性土的测试方法相同。

黄土的抗剪强度除与土的颗粒组成、矿物成分、黏粒和可溶盐含量等有关外，主要取决于黄土的含水率和密实程度。当黄土的含水率低于塑限时，水分变化对强度的影响较大，试验结果表明，对于塑限为

18.2%～20.7%的黄土，当含水率由 7.8%增加到 18.2%时，内摩擦角和黏聚力都降低了 1/4 左右；当含水率超过塑限时，抗剪强度降低幅度相对较小；超过饱和含水率后，抗剪强度变化不大。当土的含水率相同时，土的干密度越大，则抗剪强度就越高。

3. 物理力学性质指标

黄土的物理力学性质常随生成时代、分布地区表现出一定的差异性，主要特征如下：

（1）新近堆积黄土（Q_4）的干密度较小、孔隙比较大、压缩变形大、渗透性强，干燥状态下有一定强度，但遇水饱和后强度会迅速降低，表现为较强的湿陷性；

（2）晚更新世黄土（Q_3）的物理力学性质相似于新近堆积黄土，结构强度偏低，孔隙大，遇水湿陷性强；

（3）中更新世黄土（Q_2）主要由较为致密的黄土、古土壤和钙质结核层相间组成，密度大、渗透性低、压缩性小，通常无湿陷性，承载性能高，通常是电力工程建（构）筑物良好的天然地基持力层；

（4）早更新世黄土（Q_1）黄土一般较薄，强度大、压缩性小、无湿陷性。电力工程建设中较少遇到。

我国不同地质年代黄土的物理力学特性见表 3-4。我国不同地区湿陷性黄土的物理力学性质指标见表 3-5。

表 3-4 不同地质年代黄土的物理力学特性

地质年代	物理性质		力学性质			
	干密度 ρ_d	孔隙比 e	压缩性	渗透性	抗剪强度	湿陷性
Q_4	小	大	高	大	低	强
Q_3	较小	较大	较高	较大	较低	较强
Q_2	较大	较小	较低	较小	较高	弱
Q_1	大	小	低	小	高	无

三、湿陷性黄土地基的工程勘察

湿陷性黄土地基的工程勘察，应首先了解黄土地层的成因、形成时代，并在查明场地地形地貌、地层空间分布特征的基础上，有针对性地开展岩土工程勘察。

表 3-5 我国不同地区湿陷性黄土的物理力学性质指标

工程地质分区	亚区	地貌	物理力学性质指标							
			含水量 w（%）	天然密度 ρ（g/m³）	液限 w_L（%）	塑性指数 I_p（%）	孔隙比 e	压缩系数 α（MPa^{-1}）	湿陷系数 δ_s	自重湿陷系数 δ_{zs}
陇西地区		低阶地	6～25	1.20～1.80	21～30	4～12	0.70～1.20	0.10～0.90	0.020～0.200	0.010～0.200
		高阶地	3～20	1.20～1.80	21～30	5～12	0.80～1.30	0.10～0.70	0.020～0.220	0.010～0.200
陇东—陕北—晋西地区		低阶地	10～24	1.40～1.70	20～30	7～13	0.97～1.18	0.26～0.67	0.019～0.079	0.005～0.041
		高阶地	9～22	1.40～1.60	26～31	8～12	0.80～1.20	0.17～0.63	0.023～0.088	0.006～0.048
关中地区		低阶地	14～28	1.50～1.80	22～32	9～12	0.94～1.13	0.24～0.64	0.029～0.076	0.003～0.039
		高阶地	11～21	1.40～1.70	27～32	10～13	0.95～1.21	0.17～0.63	0.030～0.080	0.005～0.042
山西地区	汾河流域区	低阶地	9～19	1.50～1.70	25～29	8～12	0.94～1.10	0.24～0.87	0.030～0.070	—
		高阶地	11～18	1.50～1.60	27～31	10～13	0.97～1.18	0.17～0.62	0.027～0.089	0.007～0.040
	晋东南区		18～23	1.50～1.80	27～33	10～13	0.85～1.02	0.29～1.00	0.030～0.070	—
河南地区			16～21	1.60～1.80	26～32	10～13	0.86～1.07	0.18～0.33	0.023～0.045	—
冀鲁地区	河北区		14～28	1.60～1.70	25～29	9～13	0.85～1.00	0.18～0.60	0.024～0.048	—
	山东区		15～23	1.60～1.70	28～31	10～13	0.85～0.90	0.19～0.51	0.020～0.041	—
北部边缘地区	宁—陕区		7～13	1.40～1.60	22～27	7～10	1.02～1.14	0.22～0.57	0.032～0.059	—
	河西走廊区		14～18	1.60～1.70	23～32	8～12	—	0.17～0.36	0.029～0.050	—
	内蒙古中部—辽西区	低阶地	6～20	1.50～1.70	19～27	8～10	0.87～1.05	0.11～0.77	0.026～0.048	0.040
		高阶地	12～18	1.50～1.90	—	9～11	0.85～0.99	0.10～0.40	0.020～0.041	0.069
新疆地区			3～27	1.30～2.00	19～34	6～18	0.69～1.30	0.10～1.05	0.015～0.199	—

湿陷性黄土属于特殊土，勘察内容和精度既要满足一般地基土的勘察要求，又要考虑到它遇水具有不同程度附加湿陷变形的特殊性。

（一）勘察内容

电力工程建设对于黄土地区建筑场地，应着重查明如下几个方面的内容：

（1）根据区域地质资料，通过现场勘察工作，要查明黄土地层的成因、生成时代；

（2）查明湿陷性黄土层的厚度，以及在建筑场地内的分布；

（3）建筑场地内黄土的湿陷类型、湿陷等级及湿陷土层下限；

（4）场地地下水埋藏条件、水位变化幅度及对黄土工程性质的影响；

（5）其他与黄土相关的工程地质条件。

（二）勘察方法及工作布置

1. 勘察方法

黄土地区勘察的主要方法有工程地质调查、井探、钻探、原位测试、现场试验、土工试验等。原位测试常用的方法有轻型动力触探、标准贯入试验、静力触探试验等。

通常情况下，对于以分层和查明黄土基本物理力学性质为主时，钻探方法较为适宜，辅以工程地质调查。

对于以查明黄土湿陷性为主时，以井探、取原状土试样、土工试验等为主。

架空输电线路工程中，对于存在难以进场的塔基，当以了解地层为主时，小型洛阳铲较为适宜，并辅以工程地质调查。

黄土场地，工程地质调查应至少包括但不局限于如下几个方面的内容：

（1）调查建设场地地形地貌条件，场地地面汇水、排泄条件。

（2）查明场地落水洞、滑坡、冲沟、泥石流等不良地质现象的分布、规模、发展趋势等。

（3）调查场地地下水位的深度、季节性变化幅度、升降趋势及其与地表水体、灌溉情况和开采地下水强度的关系。

（4）调查场地附近既有建（构）筑物地基处理及运行现状。

（5）了解场地内有无地下洞穴，如古墓、井、坑、穴、地道、砂井和砂巷等。

2. 勘察工作布置

黄土地基勘察工作应对火力发电厂工程、变电站（换流站）、架空输电线路工程等区别布置。

火力发电厂、变电站（换流站）等以场地为主的电力工程建设项目，勘察工作量应分阶段布设，勘探点间距和勘探点深度应执行 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》及火力发电厂、变电站（换流站）等相关规程的规定。通常可行性研究阶段勘察每个场地单元应至少 3～6 个探井，取满足各层土湿陷性统计评价的 I 级不扰动土样进行湿陷性试验及分析评价。初步设计阶段勘察应根据初步确定的厂（场）区总平面布置图，分区布设 6～10 个探井取 I 级不扰动土样进行湿陷性试验及分析评价。施工图设计阶段勘察应以不同建筑地段为单元，每个建筑地段布设不少于 3 个探井取 I 级不扰动样进行湿陷性试验及分析评价。

架空输电线路工程应以黄土场地复杂程度为依据划分工程地质单元进行工作量布置。通常情况下，每个工程地质单元内不应少于 3～6 个探井或钻孔，并取 I 级不扰动土样进行黄土的工程性能评价。

（三）取样与试验

1. 取样

湿陷性黄土的勘察主要采取不扰动土样。对于电力工程建设项目，黄土的不扰动土样应在探井中采取。

火力发电厂、变电站（换流站）等在施工图阶段勘察应针对具体建（构）筑物布置一定数量探井采取 I 级土样进行勘察、评价。

架空输电线路工程施工图设计阶段勘察则应根据地貌单元，选择代表性塔基进行探井的布置和取样。

探井取样分为两种方法，边挖井边取样与探井完成后在井壁取样，目前多用后者。取样间距一般以 1～2m 为宜，多以方样为主，尺寸为 20cm×20cm×20cm。要求样品为 I 级不扰动土样，取样后立即封样。

取样个数应能满足湿陷性评价所需的统计要求，每个统计单元不少于 10 件黄土样，且参与统计的主要物理力学指标统计数量不少于 6 个。

2. 试验

湿陷性黄土地区试验主要包括室内试验、现场静力载荷试验和现场试坑浸水试验三种。

对于湿陷性黄土的物理力学指标评价主要以室内试验为主。室内压缩试验主要用来测定黄土的湿陷系数 δ_s、自重湿陷系数 δ_{zs} 及湿陷起始压力 p_{sh}。

现场静载荷试验可测湿陷性黄土的湿陷起始压力 p_{sh}、黄土地基的承载力特征值 f_{ak} 和变形模量 E_0。

现场试坑浸水试验主要用来评价黄土的湿陷类型和湿陷等级，特别是自重湿陷性黄土场地。

各试验具体操作和结果评价应以国家标准 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》为准。

（四）火力发电厂工程黄土湿陷性试验最大加荷

对于火力发电厂工程，主厂房、锅炉、烟囱、冷却塔等主要建（构）筑物荷载较大，黄土湿陷性试验最大加荷应大于附加压力和饱和自重压力。当缺乏附加压力资料时，这类建（构）筑物建设场地黄土湿陷性试验最大加载值可按 GB/T 51031《火力发电厂岩土

工程勘察规范》的相关规定采用，见表3-6。当采用大压力（大于600kPa）试验时，应适当增加试验加荷级数。

表3-6　　火力发电厂主要建（构）筑物黄土湿陷性试验最大加载值

黄土试样深度（m）	<10	10～20	20～30	30～40	>40
湿陷性试验最大加载值（kPa）	400～500	500～600	600～800	800～1000	1000～1200

四、湿陷性黄土地基的工程评价

电力工程建设项目岩土工程勘察中，湿陷性黄土地基的工程评价的主要内容是确定黄土场地的湿陷类型、湿陷等级、湿陷土层下限、地基土的承载力，并确定不同电力工程建（构）筑物地基类型及采用的地基处理方案等。

（一）黄土湿陷性的判定

黄土的湿陷性与其形成的时代和物理性质密切相关。黄土的湿陷性具有如下规律：湿陷性黄土的孔隙比e一般为0.85～1.24，大多数为1.0～1.1，西安地区的黄土当$e<0.9$，兰州地区的黄土当$e<0.86$，一般不具湿陷性或湿陷性很弱；黄土的天然含水率与湿陷性关系密切，三门峡地区当天然含水率$w>23\%$、西安地区当天然含水率$w>24\%$、兰州地区当天然含水率$w>25\%$时，一般就不具湿陷性；饱和度愈小，黄土的湿陷系数愈大，西安地区当饱和度$S_r>75\%$时，黄土已不具湿陷性；液限也是影响黄土湿陷性的一个重要指标，当黄土液限$w_L>30\%$时，黄土的湿陷性一般较弱。

黄土的湿陷性可分为自重湿陷性和非自重湿陷性。在上覆土的自重压力下受水浸湿，发生显著附加下沉的湿陷性黄土，称为自重湿陷性黄土；在上覆土的自重压力下受水浸湿，不发生显著附加下沉的湿陷性黄土，称为非自重湿陷性黄土。自然界地面的湿陷碟特征就是黄土自重湿陷的产物。

黄土的湿陷变形除了与土本身密度和结构性有关外，主要取决于土的初始含水率和浸水饱和时的作用压力。初始含水率w_0较低的湿陷性黄土，其湿陷变形相对较大。湿陷系数δ_s是判定黄土湿陷性的定量指标，由室内压缩试验测定。

黄土的湿陷性，可根据试验所得到的湿陷系数δ_s值判定：

（1）当湿陷系数$\delta_s<0.015$时，应定为非湿陷性黄土；

（2）当湿陷系数$\delta_s\geqslant0.015$时，应定为湿陷性黄土。

不同电力工程建设项目，应根据不同压力下的湿陷系数，结合具体电力工程建（构）筑物类型，综合判定黄土的湿陷性。

（二）湿陷性黄土湿陷程度划分

湿陷性黄土的湿陷程度，可根据湿陷系数δ_s值的大小划分为下列三种：

（1）当$0.015\leqslant\delta_s\leqslant0.03$时，湿陷等级轻微；

（2）当$0.03<\delta_s\leqslant0.07$时，湿陷等级中等；

（3）当$\delta_s>0.07$时，湿陷性强烈。

（三）湿陷压力

湿陷压力系指产生湿陷变形时所作用的压力，称为湿陷压力。测定湿陷系数的试验压力，应自基础底面（如基底标高不确定时，自地面下1.5m）算起，并按以下原则确定：

（1）10m以内的土层应采用200kPa；10m以下至非湿陷性土层顶面，应采用其上覆土的饱和自重压力（当大于300kPa时，仍采用300kPa）。

（2）当基底压力大于300kPa时，宜采用实际压力。

（3）对压缩性较高的新近沉积黄土，基底下5m以内的土层用100～150kPa压力；5～10m和10m以下至非湿陷性黄土层顶面，应分别用200kPa和上覆土的饱和自重压力。

（四）湿陷起始压力

湿陷性试验p-δ_s曲线上湿陷性黄土的湿陷系数达到0.015时的最小湿陷压力称为湿陷起始压力。湿陷起始压力一般按以下原则确定：

（1）当按室内压缩试验结果确定时，在p-δ_s曲线上宜取δ_s=0.015所对应的压力作为湿陷起始压力值。

（2）当按现场静载荷试验结果确定时，应在p-s_s（压力与浸水下沉量）曲线上，取其转折点所对应的压力作为湿陷起始压力值。当曲线上的转折点不明显时，可取浸水下沉量s_s与承压板直径d或宽度b之比值等于0.017所对应的压力作为湿陷起始压力值。

湿陷起始压力随着土的初始含水率的增大而增大。当湿陷压力小于湿陷起始压力时，相应的湿陷系数将达不到0.015，在非自重湿陷性黄土场地上，当地基内各土层的湿陷起始压力大于其附加压力与上覆土的饱和自重压力之和时，一般建（构）筑物可按非湿陷性黄土地基设计。

（五）湿陷土层下限

将一个钻孔或探井中，最深的一个湿陷系数$\delta_s\geqslant0.015$的土样代表的深度作为湿陷下限。由于湿陷系数与施加的荷载有关，常常与自重湿陷系数判断的下限不一致，由于自重湿陷下限是一个明确而确定的值，因此工程中常常用自重湿陷下限的深度作为湿陷下限的判定标准。湿陷下限的判定可以通过室内试验或现场浸水试验得到。当现场浸水试验结果与室内试验结

果不一致时，应根据现场浸水试验结果对室内试验湿陷下限进行修正。

（六）湿陷性黄土场地湿陷类型判定

湿陷性黄土场地的湿陷类型分为自重湿陷性场地和非自重湿陷性场地。实际电力工程建设项目，按自重湿陷量的计算值Δ_{zs}判定如下：

（1）当自重湿陷量的计算值$\Delta_{zs}\leq70$mm 时，为非自重湿陷性黄土场地。

（2）当自重湿陷量的计算值$\Delta_{zs}>70$mm 时，为自重湿陷性黄土场地。

（3）当按自重湿陷量的计算值Δ_{zs}判别出现歧义时，应按自重湿陷量的实测值判定。按自重湿陷量的实测值判定黄土场地的湿陷类型的标准同自重湿陷量的计算值。

（七）湿陷性黄土地基的湿陷等级判定

电力工程建设项目场地湿陷性黄土地基的湿陷等级，应根据湿陷量的计算值Δ_{zs}和自重湿陷量的计算值Δ_{zs}等因素综合判定，可参照表 3-7 判定。

表 3-7 湿陷性黄土地基的湿陷等级

湿陷类型	非自重湿陷性场地	自重湿陷性场地		
Δ_{zs}（mm） / Δ_s（mm）	$\Delta_{zs}\leq70$	$70<\Delta_{zs}\leq300$	$300<\Delta_{zs}\leq350$	$\Delta_{zs}>350$
$\Delta_s\leq300$	Ⅰ（轻微）	Ⅱ（中等）	Ⅱ（中等）	—
$300<\Delta_s\leq600$	Ⅱ（中等）	Ⅱ（中等）	Ⅱ（中等）	Ⅲ（严重）
$600<\Delta_s\leq700$	Ⅱ（中等）	Ⅱ（中等）	Ⅲ（严重）	Ⅲ（严重）
$\Delta_s>700$	Ⅱ（中等）	Ⅲ（严重）	Ⅲ（严重）	Ⅳ（很严重）

（八）黄土地基的承载力确定

黄土地基的承载力与黄土的堆积年代、含水率（或饱和度）、密度（孔隙比或干密度）、粒度（黏粒含量、液限或塑性指数）和碳酸盐含量等密切相关。一般认为，堆积年代越早、液限（或黏粒含量、塑性指数）增大，对承载力的影响增大；含水率（或饱和度）和孔隙比的增大，对承载力的影响降低。

目前电力工程建设项目岩土工程勘察中，黄土地基的承载力一般采用如下方法中的一种或几种方法综合确定。

1. 按黄土的成因时代和物理性质指标确定

具体电力工程中，可根据黄土的成因时代、含水量 w、孔隙比 e、液性指标 I_L 等，按电力工程建设项目所在地区的成熟工程经验，合理确定黄土地基的承载力。

2. 按现场载荷试验确定

（1）当压力-变形曲线有比例界限时，黄土地基承载力特征值取该比例界限所对应的荷载值。

（2）当压力-变形曲线上的拐点不明显时，黄土地基承载力特征值，可取 s/b=0.015 所对应的压力值，但其值不应大于最大加载压力的一半。

（3）按现场载荷试验确定黄土地基承载力，试验黄土层应具有代表性，载荷试验应做到地基土破坏状态。

3. 根据其他原位试验确定

利用静力触探试验比贯入阻力 p_s、锥尖阻力 q_c 和标准贯入试验锤击数 N，根据当地成熟的工程经验，可确定黄土地基承载力。

五、湿陷性黄土的地基处理

湿陷性黄土地基处理主要有两个作用：一是消除地基处理范围内的湿陷性及提高地基承载力、降低压缩性、提高水稳性等；二是对人工处理地基以下的剩余湿陷性土层，起到防止地表水、雨水、管网水及某些侧向水的浸入。

（一）地基处理原则

非湿陷性黄土地基多见老黄土（Q_2），土的前期固结压力 p_c 高达 250～400kPa，超固结比 OCR 一般为 1.5～3.0。这类黄土地基强度高、压缩性低，一般可直接作为火力发电厂、变电站（换流站）、架空输电线路工程等建（构）筑物的天然地基。如上部分布有较薄的新黄土（Q_3 或 Q_4），可采用灰土垫层进行浅层处理即可满足工程要求。

湿陷性黄土地基关键问题是消除其湿陷性，提高地基承载力，保证建（构）筑物的安全与使用。电力工程湿陷性黄土地基处理的原则如下：

（1）对非自重湿陷性黄土，变电站（换流站）、架空输电线路和火力发电厂工程荷载较小的建（构）筑物，可通过防水措施、结构措施等方式进行处理。荷重较大的火力发电厂主要建（构）筑物可采取换土垫层或桩基础等其他地基处理措施处理。

（2）对于自重湿陷性黄土场地，应根据场地湿陷等级和湿陷性质、湿陷土层厚度等采取人工地基或桩基础等。

（二）常用的地基处理方法

湿陷性黄土地区地基处理方法应根据电力工程不

同建（构）筑物的类别和湿陷性黄土的特性，并考虑施工设备、施工进度、材料来源和当地环境等因素，经技术经济综合分析比较后确定。

电力工程湿陷性黄土地区建（构）筑物常用的地基处理方法可按表 3-8 选择其中一种或多种相结合的最佳处理方法。

表 3-8 电力工程湿陷性黄土地区建（构）筑物常用的地基处理方法

地基处理方法		适用范围	湿陷性黄土层常见的处理厚度（m）
换土垫层法		地下水位以上，局部或整片处理	1～3
强夯法		地下水位以上，饱和度 S_r≤60%的湿陷性黄土，局部或整片处理	3～10
挤密法	灰土挤密桩	地下水位以上，饱和度 S_r≤65%的湿陷性黄土	5～15
	钻孔挤密桩		<25
灌注桩		主要用于饱和黄土或黄土填土及大厚度湿陷性黄土	根据处理土层的厚度确定，通常处理深度较大

目前电力工程建设项目湿陷性黄土地区建（构）筑物中地基处理多采用垫层法、挤密桩法及灌注桩等几种方法。非自重湿陷性黄土场地地基处理多采用换土垫层法，自重湿陷性黄土场地地基处理多采用挤密桩法和灌注桩。

湿陷性黄土地区，火力发电厂主厂房、锅炉、烟囱、冷却塔、GIS 配电装置及主变压器等荷载较大、变形敏感的主要建（构）筑物、重要建（构）筑物多以灌注桩为主进行地基处理。荷重较小、变形不太敏感的一般附属建（构）筑物多采用换土垫层、挤密桩法进行地基处理。

第二节 软　　土

软土的主要类型是软弱黏土，它形成于第四纪晚期，属于海相、泻湖相、河谷相、湖沼相、溺谷相、三角洲相等的黏性沉积物或河流冲积物。多分布于沿海、河流中下游或湖泊附近地区。常见的软弱黏性土是淤泥和淤泥质土。

一、软土的定义、成因、形成特征与分布

软土一般是指在静水或缓慢的流水环境中淤积形成的天然孔隙比大于或等于 1.0，且天然含水量大于液限的细粒土，主要代表是淤泥和淤泥质土等，另外一些工程性质较差的、未经处理的新近填土有时也称为软弱土层。

当软土中有机质含量 w_u>60%时，称为泥炭。

当 10%<w_u≤60%时，称为泥炭质土。

当 5%≤w_u≤10%时，称为有机质土。

软土通常是在流水不畅、缺氧和饱水条件下形成的年代较新的地层。软土外观多呈灰色、黑色、灰绿或灰黑色，光滑油腻且有腐烂气味。颗粒细小，主要为黏粒和粉粒。含大量黏土矿物，含少量可溶盐，有机质含量较多。软土成因类型和形成特征见表 3-9。

表 3-9 软土成因类型及形成特征

成因类型		形成特征
滨海沉积	滨海相 浅海相 泻湖相 溺谷相 三角洲相	在较弱的海浪岸流及潮汐的作用下，逐渐淤积而成。表层硬壳厚 0～3m，下部为淤泥夹粉砂、细砂透镜体，淤泥厚 3～60m，常含贝壳及海生物残骸，局部有薄层泥炭透镜体。滨海相淤泥常与砂砾相混杂，极疏松，透水性强，易于压缩固结；三角洲相多薄层交错砂层或透镜体，水平渗透性较好；泻湖相厚度大，分布范围广；溺谷相淤积一般更深，分布范围小，松软
湖泊沉积	湖相 三角洲相	淡水湖盆沉积物，在稳定的湖水期逐渐沉积，沉积相带有季节性，粉土颗粒占主要成分，含较多的有机质，表层硬壳厚 0～5m，淤泥厚度一般为 5～25m，泥炭层多呈透镜体，但分布不多
河滩沉积	河漫滩相 牛轭湖相	平原河流流速减小，水中携带的黏土颗粒缓慢沉积而成，成层不匀，以淤泥及软黏土为主，含砂与泥炭夹层，厚度一般小于 20m
沼泽沉积	沼泽相	分布在水流排泄不畅的低洼地带，且蒸发量不足以干化淹水地面的情况下，形成的一种沉积物。多伴以泥炭为主，且常露出地表，下部分布有淤泥层或底部与泥炭互层
山区软土		在山区或丘陵区地表水带有大量含有机质的黏性土，汇积于平缓谷地之后，流速减低，淤积成软土

我国软土分布广泛，主要位于沿海、平原地带、内陆湖盆地、洼地及河流两岸，沿海、平原地带软土多位于大河下游入海三角洲或冲积平原处，如长江、珠江三角洲地带，塘沽、温州、闽江口平原等地带；内陆湖盆地、洼地则以洞庭湖、洪泽湖、太湖、滇池等地为代表；山间盆地及河流中下游两岸漫滩、阶地、废弃河道等处也常有软土分布；沼泽地带则分布着富含有机质的软土和泥炭。

二、软土的结构和工程性质

（一）软土的结构

软土一般具有疏松多孔的絮状结构，层理较发育，软土层中常含粉砂、细砂夹层。

（二）软土的工程性质

软土特殊的形成条件和特殊的成分结构决定了其

具有以下主要工程特性：

（1）高含水量、大孔隙比。软土的高含水量和大孔隙比反映出抗剪强度低和压缩性高的工程特性。含水量越大，软土的抗剪强度越小，压缩性越大，反之亦然。

根据我国部分软土地区的工程建设经验，按天然含水量确定淤泥和淤泥质土地基承载力的关系见表3-10。从表3-10可以看出软土天然含水量越高地基强度越低的工程性质。

表3-10 淤泥和淤泥质土承载力特征值的经验值

天然含水量 w（%）	35	40	45	50	55	65
地基承载力 f_{ak}（kPa）	70～100	60～90	60～80	50～70	50～60	40～50

（2）弱透水性。软土一般垂向渗透系数为（10^{-8}～10^{-6}）cm/s，对地基排水固结不利，使得建（构）筑物沉降延续时间长。在电力工程建设项目建（构）筑物建设过程中，地基中常常出现较高的孔隙水压力，影响地基的强度。软土层的渗透性常有明显的各向异性，水平向的渗透系数往往要比垂直向的大得多，特别是当软土层与粉砂层、粉土层相间或互层时，其水平向渗透系数为（10^{-5}～10^{-4}）cm/s，软土岩土工程勘察应注意土层层理及其组成特征对渗透性各向异性的影响。

（3）高压缩性。软土属高压缩性土，压缩系数 $\alpha_{0.1-0.2}$ 一般大于 0.5MPa^{-1}，并随液限增加而增加。淤泥、淤泥质黏土的压缩系数可高达 1.0MPa^{-1} 以上，且有长期的次固结影响。电力工程建设项目不同建（构）筑物建设期有较大差异，天然状态的软土层大多是正常固结土，但也有部分属欠固结的和轻度超固结的，研究软土的变形特征时应注意考虑其固结状态。

（4）低抗剪强度。软土的不排水抗剪强度一般小于 30kPa，正常固结土的不排水抗剪强度往往随深度增长。工程中其与加荷速率和固结排水条件有关，要提高软土的地基强度，必须改善地基土的固结排水条件，控制荷载施加速率，使增加的荷载与土体在新的受荷条件下的强度增长相适应。

（5）触变性。软土往往具有絮状结构，特别是海相黏土，具有较大的触变性。当软土结构未破坏时，具有一定的结构强度，但一经扰动，结构便被破坏，强度显著降低，甚至呈流动状态。软土触变性的大小常用灵敏度 S_t 表示，一般 S_t 为 3～4，但有些软土 S_t 可达 8～9，甚至更大。在软土地基中进行基坑开挖和基础施工时，应注意避免扰动土的结构，防止软土层产生侧向滑移、变形及基底向两侧挤出等现象。

（6）流变性。软土在荷载作用下，产生缓慢而长期的剪切变形，即蠕变。在主固结沉降完成之后还可能继续产生一定量的次固结沉降。软土的流变性对电力工程建（构）筑物地基沉降有较大影响，并对火力发电厂码头、堤岸工程、斜坡工程等地基稳定不利。

（7）不均匀性。由于软土沉积环境的改变，软土因微层理或夹层的原因表现出不均匀性。如滨海相、河漫滩相、三角洲相等软土，常夹有粉土薄层、粉砂薄层；湖相、沼泽相等软土中则常夹有厚度不一的泥炭薄层或泥炭质土薄层甚至透镜体。这些软土层用作电力工程建（构）筑物地基则极易产生不均匀沉降。

三、软土的工程勘察

（一）勘察要求

软土的工程勘察应符合现行勘察规范及地基基础设计规范的要求，重点尚应查明和关注以下内容：

（1）软土场地的地形地貌特征、成因、埋藏条件、层理特征及其均匀性等，还需关注软土的微层理结构，粉土、砂土夹层或透镜体以及泥炭或泥炭质夹层的分布。

（2）软土的固结特性、软土的强度和变形特征，及其随应力水平的变化规律。

（3）软土层以上硬壳层的分布特征与厚度，以及下部硬土层、密实砂层或基岩的埋藏条件与分布特征，适宜的天然地基持力层和桩端持力层。

（4）应查明暗浜、暗塘、墓穴、填土及古河道的分布范围和埋藏深度，并提出处理建议。

（5）建（构）筑物地基基础设计和施工期间，需关注基坑开挖支护及降水工作，防止软土的蠕变、触变和流变，同时要分析基坑开挖、降水、挤土桩施打等对邻近建（构）筑物、地下管线等的不利影响，提出科学合理的防治措施建议。

（6）对于抗震设防烈度为7度及以上场地，应分析判定软土地基的液化、软土震陷的可能性及其影响。

（二）主要勘察方法和手段

软土地区勘察宜采用钻探取样与原位测试相结合的手段，根据建（构）筑物及不同勘察阶段的要求也可采用钻探取样、原位测试、小螺纹钻孔以及工程地质调查相结合的手段。

软土取样应采用薄壁取土器，取样时应避免扰动、涌土等；运输、贮存、制备过程中均应防止试样的扰动；原位测试应根据工程性质、场地工程地质条件、地层性质选择合适的勘察方法。对于饱和流塑黏土主要采用双桥静力触探试验、旁压试验、十字板剪切试验，也可采用扁铲侧胀试验、螺旋板载荷试验等；对

于软土中夹有的粉土、砂土，可采用静力触探试验、标准贯入试验。小螺纹钻孔和工程地质调查可调查有无暗埋的塘、浜、河、沟、坑、穴等。

勘探点布置应根据成因类型和建（构）筑物地基复杂程度确定；在勘探过程中宜采用静力触探试验孔取代相当数量的钻孔。

1. 勘探、原位测试和取样

（1）采用钻探、静力触探试验等多种勘探手段查明建设场地及各建设地段软土层的分布及其工程特性。一般情况下钻探是指钻探取样孔、钻探标准贯入试验孔或钻探取样兼标准贯入试验孔等，软土地基多采用静力触探试验等原位测试手段。

（2）浅层勘探可以采用小螺纹钻孔、浅层工程物探，工程需要时也可采用轻型动力触探试验孔等，以探查浅层软土及暗浜、暗塘、墓穴、填土、古河道的分布特征。

（3）软土层中的钻探宜采用回转式提土钻进、全断面取芯，采用清水加压、泥浆护壁的方式，防止塌孔。宜采用薄壁取土器静压法采取原状土样，原状土样的密封、运输、保存等过程应注意防止扰动。

（4）软土地区地下水水位一般较高，地基基础设计、施工及降水工程需要提供相应的水文地质参数，软土勘察应取土样进行垂直和水平向渗透系数测定，必要时还应进行现场的渗透试验或抽水试验，为工程降水设计与降水运行提供必要的参数。

（5）软土的抗剪强度、灵敏度等指标的原位测试手段主要是十字板剪切试验。变形模量或旁压模量等参数可采用旁压试验、扁铲侧胀试验等原位测试手段确定。

2. 物理力学性质指标测定及室内试验

（1）软土的物理性质指标应采用室内试验确定，力学性质指标宜采用室内试验、原位测试，结合当地工程经验综合确定。当工程场地进行过现场排水固结试验时，可采用实测数据反分析确定软土的相关工程特性参数。

（2）软土的固结特性参数可采用常规固结试验、高压固结试验等方法确定。

（3）软土的抗剪强度指标除采用现场十字板剪切试验手段外，应取土样进行土工试验测定。土工试验多采用三轴试验测定，或根据工程要求采用直剪试验确定。

（4）软土的灵敏度指标采用现场十字板剪切试验确定，或采用土工试验无侧向抗压强度试验确定。

（5）当需提供静止侧压力系数 K_0 参数，用测 K_0 仪器试验时，试样应充分饱和，施加垂直荷载应等于或大于土层的上覆有效荷载。当不具备试验条件时，也可采用经验公式 $K_0=1-\sin\varphi'$ 计算，其中 φ' 为土的有效内摩擦角，宜由三轴固结不排水剪切试验或直剪慢剪试验确定。

（三）勘察工作量布置原则

电力工程建设场地的软土勘察均应结合具体建（构）筑物特点和要求进行，勘察工作量的布置应结合不同设计阶段深度要求考虑，以查明软土层的工程特性、满足不同设计阶段、不同建筑地段所涉及岩土工程问题的分析评价需要。

1. 初步可行性研究阶段勘察

本阶段主要对拟选火力发电厂厂址、变电站站址、架空输电线路沿线软土的稳定性和地质条件做出基本评价，初步了解软土地层岩性、成因类型及分布特征，评价场地的适宜性。勘察工作以搜资和现场踏勘为主，必要时可进行工程地质调查或测绘、工程遥感、工程物探等，对于特别复杂或重大的电力工程建设项目可根据需要进行适量的现场勘探工作。

2. 可行性研究阶段勘察

（1）勘探孔类型的确定。一般以取样钻探孔为主，辅以适量的静力触探试验、十字板剪切试验等原位测试试验孔。勘探孔以控制性孔为主。

（2）勘探点间距确定。按场地的复杂程度布置勘探点，勘探点、线间距应能控制场地地质条件的变化。

1）厂（站）区勘探点宜按网状布置，兼顾总平面布置设计需要，能覆盖厂（站）主要占地的范围。

2）一般架空输电线路工程则以搜集资料、踏勘为主，可不考虑布置勘探点。

3）特高压架空输电线路工程则可以根据场地的复杂程度情况选择代表性地段布置适量的勘探工作。

（3）勘探孔深度的确定。主要根据电力工程建设项目规模和特点要求，及场地的复杂程度等确定，满足查明地基受力层或建（构）筑物荷载变形影响深度范围软土层的分布情况为原则。勘探孔深度的确定应结合电力工程建（构）筑物的需要，多按控制性勘探孔深度的要求考虑。

3. 初步设计阶段勘察

架空输电线路工程，本阶段主要的选择转角、耐张塔或代表性塔位进行适量的勘探以分析评价沿线软土岩土工程条件。

火力发电厂、变电站（换流站）等电力工程建设项目勘察原则及要求如下：

（1）勘探孔类型的确定。控制性勘探孔宜占勘探孔总数的 1/4～1/3，且每个地貌单元均应有控制性勘探孔。采取土试样和进行原位测试的勘探孔应结合地貌单元、地层结构和土的工程性质考虑，一般占勘探孔总数的 1/4～1/2。原位测试孔的数量宜占勘探孔总数的 1/3～1/2，在确保各地基土层能采取足够数量原状土样的前提下，软土地基可适当提高原位测试孔比

例，但不宜超过 2/3。

（2）勘探点间距控制原则。根据软土场地复杂程度、建（构）筑物特点和地基方案等综合考虑，需满足揭示软土层分布和地基评价需要。

（3）勘探孔深度。当软土层较薄时，勘探孔深度一般应穿过软土层进入下部硬土层 5～10m 或达到风化岩层。对大面积堆载场地，一般由软土地基土强度控制，勘探孔的深度约为 1.0～1.5 倍堆载宽度，若需验算沉降则孔深由压缩层厚度确定，若需验算稳定则需要由滑弧影响深度确定。

（4）取原状土试样量。采取原状土试样的数量和间距应按地层特点和土的均匀程度确定，每层土均应采集原状试样，每一统计单元有效数量一般不宜少于 6 个。

4. 施工图设计阶段勘察

架空输电线路工程应根据电压等级、地貌单元和场地与地基的复杂程度确定是否需要逐基或逐腿进行勘探。

火力发电厂、变电站（换流站）等电力工程项目勘探点需按建（构）筑物或建设地段布置，勘察原则及要求如下：

（1）勘探孔类型。对于桩基础工程，控制性勘探孔占勘探孔总数不应少于 1/3。采取土试样和进行原位测试的勘探孔数量，应根据地层结构、地基土的均匀性和工程特点确定，且不少于勘探孔总数的 1/2，钻探取土试样孔的数量不应少于勘探孔总数的 1/3。原位测试孔的数量宜占勘探孔总数的 1/3～1/2，在确保各地基土层能采取足够数量原状土样的前提下，可适当提高原位测试孔比例，但不宜超过 2/3。

（2）勘探点间距确定。需满足能客观揭示软土层分布和地基评价需要。当软土层含有夹层、透镜体或古河道等不良地质体时，可以加密布置勘探孔。

（3）勘探孔深原则。当软土层较薄时，勘探孔深度一般应穿过软土层进入硬土层 5～10m 或达到风化岩层。对大面积堆载场地，一般由地基土强度控制，其勘探孔的深度约为 1.0～1.5 倍堆载宽度。若需验算沉降则孔深要大于由压缩层深度，若需验算稳定则孔深要大于滑弧影响深度。

（4）取原状土试样量。采取原状土试样的数量和间距应按地层特点和土的均匀程度确定，每层土均应采集原状试样，其数量不应少于 6 个，一般需确保每层土每项参数指标的统计样本不少于 6 个。

四、软土的岩土工程分析评价

（一）物理力学性质指标的统计分析

软土的物理力学指标分析评价首先应对原位测试数据、土工试验成果进行统计分析，提供软土的物理力学性质指标统计值和推荐值。

（二）软土层均匀性分析评价及持力层选择

（1）根据野外钻探、静力触探试验等原位测试、土工试验成果，综合分析评价软土层的埋藏深度、厚度等，评价其均匀性。必要时可提供软土层分区图、等值线图等。

（2）对软土地基条件进行分析评价，选择适宜的天然地基持力层及桩端持力层。

（3）当场地有暗浜、暗塘等不利因素存在时，建（构）筑物的布置应尽量避开其影响，如无法避开时，则考虑处理方法。

（三）计算和评价地基承载力和地基变形

（1）软土的地基承载力和变形计算参数应采用原位测试、土工试验等指标进行分析及计算，并结合地区经验综合分析后确定。

（2）计算和评价地基承载力和地基变形需要考虑的因素有：

1）软土的物理力学性质指标的取值应考虑取样技术、试验方法、模拟条件等，力求客观合理、具有代表性；

2）软土的形成条件、均匀性、应力历史等；

3）上部结构类型、刚度，对不均匀沉降的敏感性，荷载大小和分布特征；

4）基础的类型、尺寸、埋深和刚度等；

5）施工方法、加荷速率、地下水变化条件对软土性质的影响等。

（3）计算和确定地基承载力应考虑以下方法：

1）按现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的相关规定确定地基承载力特征值。

2）上海地区一般采用临塑荷载公式计算地基承载力设计值（相当于修正后的地基承载力特征值），不考虑基础宽度修正，需要采用软土的固结快剪试验确定的内摩擦角和黏聚力的峰值平均值指标。

3）利用静力触探试验及其他原位测试成果与载荷试验结果进行比较、统计而建立的地区经验关系公式确定。

（4）地基变形计算应考虑以下因素：

1）按国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的相关规定或各地区地基基础设计规范有关沉降计算公式计算地基变形，但应注意参照当地已有建筑沉降观测资料和地区经验确定沉降计算经验系数。

2）在软土地区有欠固结土存在时，应考虑土的自重压密固结产生的附加变形，宜进行高压固结试验提供先期固结压力 P_c、压缩指数 C_c 等指标，按固结沉降计算方法进行评价。

3）当火力发电厂卸煤沟等建（构）筑物有地下室或基础埋置较深时，应考虑基坑开挖引起的回弹，加荷后产生的地基沉降；当地下构筑物因施工扰动周边

土体时，应考虑由此产生的沉降。

（四）地基处理评价

当软土地基不能满足用作天然地基时应考虑地基处理。地基处理应根据软土的特点、场地条件，结合建（构）筑物的结构类型，对地基的要求等原则进行。软土地区经常出现的问题及其处理方法如下：

1. 暗浜、暗塘、墓穴、古河道等的处理

（1）当范围不大时，一般可以采用超挖换填处理或基础深埋。

（2）当宽度不大时，可以采用基础梁跨越处理。

（3）当范围较大时，一般采用短桩或复合地基处理，短桩的类型可以有预制桩等。复合地基类型有灰土桩、砂桩、碎石桩、水泥土搅拌桩等，还需要根据具体情况考虑处理方式的适用性。

2. 厚层软土的处理

（1）对荷载大、沉降控制严格的主要建（构）筑物，宜采用桩基础，穿越软土层以达到有效减少沉降量或差异沉降的目的；

（2）对于堆场、浅层软土较厚其强度不能满足工程开工施工机具要求的，或需要减小工后沉降以消除桩基础负摩擦影响等时，可采用砂井、袋装砂井、塑料排水板结合堆载、真空或真空-堆载联合法预压方法进行软土的排水固结预压处理。

（五）基坑开挖和降水分析评价

1. 基坑开挖分析评价

对于火力发电厂卸煤沟等建（构）筑物有地下室或基础埋置较深时，由于基坑开挖会引起坑底回弹、坑壁土体的侧向变形，从而影响邻近建（构）筑物包括管道等的安全或变形，需提出相应措施建议及有关参数，为基坑开挖设计提供依据。

软土地区基坑勘察除提供一般土的物理力学性指标外，还应提供：

（1）不固结不排水剪切强度指标，或十字板剪切试验指标等，验算基坑边坡的稳定性；

（2）土的颗粒组成、级配、不均匀系数等，评价流砂的影响；

（3）土的回弹系数，计算坑底的回弹影响；

（4）深部承压水头和孔隙水压力，评价基础底板突涌的影响。

2. 基坑降水分析评价

（1）通过现场试验确定地下水的补给、径流、排泄关系，土层的渗透系数、给水量、承压水水头等水文地质参数，为降水设计提供依据；

（2）确定主要降水含水层的范围、埋藏条件，分析降水可能引起的水文地质条件变化对工程及邻近建（构）筑物带来的不利影响等。

（六）软土场地或地基稳定性分析评价

软土地基稳定性问题是软土建设场地首先要考虑的工程问题，遇到以下情况应分析评价软土场地或地基的稳定性。

（1）当建（构）筑物距离池塘、河岸、海岸等边坡较近时，应分析评价软土侧向挤出或滑移的可能性；

（2）当软土地基受力范围内有基岩或硬土层，且其表面倾斜时，应分析判定该面以上的软土沿倾斜面产生滑移或不均匀变形的可能性；

（3）沿海一带滩地含盐的软土，受到地表雨水、淡水河流排泄、渗流作用，导致其强度降低、灵敏度增大，应分析评价地基土力学性质变化对工程的影响；

（4）对含有浅层沼气带的软土地基，宜分析判定沼气的溢出对地基稳定性和变形的影响；

（5）分析判定场地地下水位的变化幅度、水力梯度或承压水头等水文地质条件可能对软土地基稳定性和变形的影响；

（6）当建筑场地位于强震区时，应分析场地和地基的地震效应对软土地基稳定性的影响，评价软土震陷，在考虑液化影响时的上覆非液化土层厚度中应扣除软土的厚度；

（7）当建筑场地为大面积堆场，如火力发电厂煤场或贮煤仓，或在软土地基上筑坝，如灰坝等，应分析评价堆载体或坝体地基的稳定性。

（七）软土震陷评价

（1）软土地区地震效应勘察应提供抗震设计的地震动参数，对可能发生震陷的地基，应判别软土震陷，工程需要时应进行专门性的软土震陷量计算。

（2）建筑抗震地段划分时，应根据场地岩土特性、局部地形条件以及场地稳定性对建筑工程抗震的影响等，划分出建筑抗震有利、建筑抗震一般、建筑抗震不利和建筑抗震危险地段，划分原则应符合现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定。

（3）当抗震设防烈度为 6 度时，除甲类建筑和对液化沉降敏感的乙类建（构）筑物外，可不考虑震陷影响。

（4）对于抗震设防烈度为 7 度、8 度、9 度的软土，等效剪切波速值分别小于 90、140、200m/s 时，可划分为建筑抗震不利地段。

（5）抗震设防烈度等于或大于 7 度时，当临界等效剪切波速大于表 3-11 的数值，可不考虑厚层软土震陷的影响。

表 3-11　不考虑厚层软土震陷影响的临界等效剪切波速

抗震设防烈度	7 度	8 度	9 度
临界等效剪切波速 v_{sc}（m/s）	90	140	200

第三节 红 黏 土

红黏土分为原生红黏土和次生红黏土，颜色为深红或褐黄色，通常覆盖于碳酸盐系岩石之下，其液限大于或等于50%的高塑性黏土，应判为原生黏土。原生黏土经过搬运、沉积后，仍保留了红黏土的基本特征，且其液限大于或等于45%的黏土，可判为次生黏土。红黏土是碳酸盐岩系出露的岩石，在热带、亚热带湿热条件下，经过风化、淋滤和红土化作用（脱硅富铁铝化作用）后，形成颜色为棕红、褐红、褐黄色的特殊性土类。

我国的红黏土主要分部在南方，如广西、贵州、云南、广东、湖南、湖北、四川、江西、浙江以及福建等省（市）和自治区，其中，广西、贵州、云南分布最为典型和广泛，且最具代表性。在我国西部，主要分布在较低的溶蚀夷平面及岩溶洼地、谷地；在我国中部，主要分布在峰林谷地、孤峰准平原及丘陵洼地；在我国东部，主要分布在高阶地以上的丘陵区。

一、红黏土的特征

红黏土矿物成分主要是高岭石、伊利石、绿泥石，其次为蒙脱石、多水高岭石、三水铝土矿、云母和石英等。

总结我国电力工程建设红黏土的工程经验，可归纳出以下特征：

（1）红黏土具有上硬下软的特征。坚硬、硬塑状态的红黏土占据主导地位，在地表广泛分布；可塑～软塑、流塑状态的红黏土主要发育于溶蚀沟、槽底部基岩面附近，多呈零星分布。

（2）红黏土的厚度变化很大。各地区红黏土的厚度不尽相同，贵州地区一般为3～6m，超过10m者少；云南地区一般为7～8m，个别地段可达10～20m；湘西、鄂西和广西等地，一般为10m左右。红黏土的厚度变化与原始地形和下伏基岩面的起伏变化关系密切。分布在盆地或洼地中的红黏土大多是边缘较薄、中间增厚；分布在基岩面或风化面上的红黏土厚度取决于基岩面的起伏和风化深度。当建筑场地下部的溶沟溶槽和石芽发育时，其红黏土的厚度变化也非常大，即使相隔咫尺，而厚度也可能相差5～10m。

（3）红黏土表层普遍发育网状裂隙，由于是在干湿交替环境下土体收缩形成的，裂隙主要分布在地表下2～4m的坚硬和硬塑状态的土层中，裂面可见镜面和擦痕和铁锰质浸染。

（4）红黏土的含水量高，饱和度高，孔隙比大。红黏土含水量一般大于30%；饱和度一般大于85%，孔隙比最大可达1.5。

（5）红黏土具高塑性、高分散性。红黏土液限、塑限、塑性指数均较高，但液性指数相对小。

（6）红黏土强度较高，压缩性较低，属于中等或者中等偏低压缩性土。

（7）红黏土多具有胀缩性，大多数情况下，红黏土膨胀率在0.1%～2.0%，线缩率一般在2.5%～8%，最大可达14%，因此红黏土收缩性最为明显，失水后剧烈收缩。我国云南、广西部分地区的红黏土含有大量蒙脱石，具有膨胀性。

（8）土洞是红黏土场地特有的不良地质作用。土洞多发育在溶沟溶槽两侧或石芽侧壁部位，下部软塑状态红黏土和地下水循环作用有利于土洞发育。

我国红黏土主要物理力学性质指标经验值可参见表3-12。

表3-12　我国红黏土主要物理力学性质指标经验值

指标	黏粒含量（%）		天然含水量 w（%）	最优含水量 w_{op}（%）	重度 γ（kN/m^3）	最大干密度 ρ_{dmax}（g/cm^3）	比重 G
	粒径（mm）0.005～0.002	粒径（mm）<0.002					
一般值	10～20	40～70	30～60	27～40	16.5～18.5	1.38～1.49	2.76～2.90
指标	饱和度 S_r（%）	孔隙比 e	液限 w_L（%）	塑限 w_p（%）	塑性指数 I_p（%）	液性指数 I_L	含水比 α_w
一般值	>95	1.1～1.7	60～110	30～60	25～50	-0.1～0.4	0.5～0.75
指标	孔隙渗透系数 k（cm/s）	裂隙渗透系数 K'（cm/s）	三轴剪切试验指标		无侧限抗压强度 q_u（kPa）	比例界限 q_0（kPa）	压缩系数 α_{1-2}（MPa^{-1}）
			内摩擦角 φ（°）	黏聚力 c（kPa）			
一般值	10^{-8}	10^{-5}～10^{-3}	0～5	50～160	200～400	160～300	0.1～0.4
指标	压缩模量 E_s（MPa）	变形模量 E_0（MPa）	自由膨胀率 δ_{ef}（%）	膨胀率 δ_{ep}（%）	膨胀压力 P_e（kPa）	体缩率 δ_{SV}（%）	线缩率 δ_{SL}（%）
一般值	6～15	10～30	25～70	0.1～2.0	15～30	7～22	2.5～8.0

二、红黏土的工程分类

1. 红黏土的状态分类

与红黏土状态有关的三个指标为含水比 α_w、液塑比 I_r 和界限液塑比 I'_r。这三个指标的计算公式见式（3-1）～式（3-3）。

$$\alpha_w = w/w_L \tag{3-1}$$

$$I_r = w_L/w_P \tag{3-2}$$

$$I'_r = 1.4 + 0.0066w_L \tag{3-3}$$

式中 α_w——土样含水比；

I_r——土样液塑比，%；

I'_r——土样界限液塑比，%。

为反映红黏土地基上硬下软的特征，红黏土状态的划分可采用一般黏性土的液性指数划分法，也可采用红黏土的含水比划分法，见表 3-13。当采用静力触探试验时，可按比贯入阻力 p_s 进行判定。电力工程建设项目岩土工程勘察常采用含水比划分红黏土的状态。

表 3-13　红黏土的状态分类

红黏土状态	含水比 α_w	液性指数 I_L	比贯入阻力 p_s（kPa）
坚硬	$\alpha_w \leqslant 0.55$	$I_L \leqslant 0$	$p_s \geqslant 2300$
硬塑	$0.55 < \alpha_w \leqslant 0.70$	$0 < I_L \leqslant 0.25$	$1300 \leqslant p_s < 2300$
可塑	$0.70 < \alpha_w \leqslant 0.85$	$0.25 < I_L \leqslant 0.75$	$700 \leqslant p_s < 1300$
软塑	$0.85 < \alpha_w \leqslant 1.00$	$0.75 < I_L \leqslant 1.00$	$200 \leqslant p_s < 700$
流塑	$\alpha_w > 1.00$	$I_L > 1.00$	$p_s < 200$

2. 红黏土的土体结构分类

为反映红黏土裂隙发育的特征，应根据野外观测的裂隙密度对土体结构进行分类，见表 3-14。

表 3-14　红黏土的土体结构分类

红黏土土体结构	裂隙发育特征
致密状	偶见裂隙（<1 条/m）
巨块状	较多裂隙（1～5 条/m）
碎块状	富裂隙（>5 条/m）

3. 红黏土复浸水特征分类

根据红黏土收缩后复浸水时表现出不同的水稳性和工程特性，红黏土复浸水特性分类可按表 3-15。

表 3-15　红黏土的复浸水特征分类

类别	I_r 与 I'_r 关系	复浸水特征	浸水复水效应
Ⅰ	$I_r \geqslant I'_r$	收缩后复浸水膨胀，能恢复到原位	复浸水后随含水率增大而解体，膨胀循环呈胀势，收缩后土样高度大于原始高度，胀量逐次积累，以崩解告终；风干复浸水，土的分散性和塑性恢复，表现出凝聚与交融的可逆性。
Ⅱ	$I_r < I'_r$	收缩后复浸水膨胀，不能恢复到原位	复浸水后含水率增量微小，外形完好，胀缩循环呈缩势，缩量逐次累积，缩后土样高度小于原始高度；风干复水，干缩后形成的团粒不完全分离，土的分散性、塑性和液塑比 I_r 降低，表现出胶体的不可逆性

4. 红黏土地基的均匀性分类

红黏土地区地基的均匀性差别很大，如地基压缩层范围均为红黏土，则为均匀地基，如上覆硬塑红黏土较薄，红黏土与岩石组成的土岩组合地基，是很严重的不均匀地基。

红黏土的地基均匀性分类见表 3-16。

表 3-16　红黏土的地基均匀性分类

地基均匀性	地基压缩层范围内岩土组成
均匀地基	全部由红黏土组成
不均匀地基	由红黏土和岩石组成

三、红黏土场地的勘察

电力工程建设项目红黏土场地的勘察，重点是查明红黏土的状态、分布、裂隙发育特征，对其分类、结构和复浸水特性作出判定，评价地基的均匀性并提出地基处理建议。

（一）各类电力工程红黏土场地的勘察方法

红黏土场地电力工程勘察，应依据场地工程地质条件的复杂程度、电力工程建（构）筑物类型与特点等因素，并与岩溶勘察相结合，制订符合各阶段要求的勘察方案（勘察大纲）。

1. 火力发电厂、变电站（换流站）

火力发电厂、变电站（换流站）等工程，红黏土场地通常的勘察方法有：工程地质调查、工程物探、钻探、坑探、原位测试与土工试验等。

（1）可行性研究阶段和初步设计阶段勘察应随岩溶场地勘察一并考虑勘察方案，一般不针对红黏土作专门勘察，以工程地质调查为主，辅以少量勘探和物探；

（2）初步设计阶段勘察应采取勘探、原位测试和取样土工试验方法，当可能利用厚层红黏土作为电力工程建（构）筑物持力层时，对荷载较大，或对地基变形敏感的建筑，应采用现场载荷试验确定地基持力层的地基承载力，并重点查明红黏土的类型和工程特性；

（3）施工图设计阶段勘察应针对拟采用红黏土地基的建筑地段加密布置勘探点，重点查明各建筑地段红黏土地基条件；

（4）施工勘察阶段主要采用方便易行的坑内钎探或小麻花钻，重点查明特定基础下红黏土厚度、状态变化及土洞的分布情况。

2. 架空输电线路工程

架空输电线路工程红黏土场地通常的勘察方法有：工程地质调查、工程物探、钻探、坑探与土工试验等。

（1）可行性研究阶段和初步设计阶段勘察，架空输电线路应以搜集资料和调查为主，初步查明拟建线路经过地区红黏土的成因、分布特征及其工程特性。

（2）施工图设计阶段勘察应逐基进行地质调查并辅以小麻花钻或探井，重点查明以下项目：

1）塔位区红黏土的分布、垂直分带及其岩土工程特性；

2）土洞、地裂缝等的分布、发育特征；

3）地表水与地下水特征；

4）下伏基岩与岩溶发育特征；

5）搜集当地勘察、设计与施工经验。

（二）红黏土场地的工程地质调查

1. 火力发电厂、变电站（换流站）

红黏土场地的工程地质调查应按相关规程的要求执行，重点调查以下内容：

（1）调查微地貌类型，判定不同地貌单元原生红黏土和次生红黏土的分布、厚度与土性差异。

（2）调查岩溶发育特征，分析下伏基岩岩性、基岩面起伏情况与红黏土土性、厚度变化的关系。

（3）调查地裂分布、成因及发育特征，调查土体中裂隙的密度、深度、延展方向及其发育规律，判定红黏土的结构类型。

（4）调查地面塌陷，分析与土洞发育的关系。

（5）调查地表水体和地下水的分布、动态以及与红黏土状态垂向分带、土洞发育的关系。

（6）调查红黏土斜坡和人工边坡的高度与坡率、变形破坏的特征。

（7）调查现有建（构）筑物开裂情况及当地地基基础设计施工的措施及经验。

2. 架空输电线路工程

对架空输电线路工程，红黏土塔位还应注意调查以下内容：

（1）塔位附近有无岩溶、土洞、地面塌陷、溶沟溶槽和石芽出露。

（2）地下水和地表水对塔位场地的影响。

（3）基岩面接触处红黏土有无受水软化。

（4）调查基岩面起伏情况。

（5）斜坡塔位场地红黏土沿基岩面滑移的可能性。

（三）红黏土场地的勘探与取样

1. 火力发电厂、变电站（换流站）工程

（1）红黏土具有垂直方向和水平方向厚度变化大的特点，特别是在岩土组合的不均匀地基，要获得较准确的地层剖面，勘探点应采用较密的间距。具体工作量布置可按 GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》中岩溶场地相关要求进行。

（2）在初步设计阶段勘察，红黏土地基的勘察勘探点间距宜为 30～50m，勘探孔均应揭露基岩面。当建（构）筑物拟采用红黏土地基时，本阶段应考虑适量的载荷试验和波速测试，数量不宜少于 3 个点。

（3）施工图设计阶段勘察，勘探点宜沿建（构）筑物基础轴线布置。对均匀地基，勘探点间距宜为 10～25m；对不均匀地基，勘探点间距宜为 6～12m，厚度和状态变化大的地段应适当加密。勘探孔深度应能控制红黏土地基主要受力层，当基础底面宽度不大于 5.0m 时，勘探孔的深度自基础底面算起，对条形基础不应小于基础底面宽度的 3 倍，对单独柱基不应小于基础底面宽度的 1.5 倍，且不应小于 5m。对土岩组合的不均匀地基，勘探深度均应达到基岩。

（4）当主要建（构）筑物可能采用红黏土不均匀地基或场地土洞发育时，应进行施工勘察。施工勘察的勘探点间距和勘探深度应根据具体的基础尺寸或地基处理的要求确定。对独立基础宜一柱一点，面积大的宜布置多点，条形基础宜间隔 6m 一个点，顺序上应先鉴别土性后取土试样，先疏后密。红黏土地基的施工勘察可采用钎探、小麻花钻或注水等方法。

2. 架空输电线路工程

架空输电线路工程施工图设计阶段勘察应参照以下原则：

（1）当压缩层范围内为全由红黏土组成的均匀地基时，应逐基勘探，并宜采取一定数量的原状土试样进行土工试验。

（2）当压缩层范围内为由红黏土与岩石共同组成的不均匀地基时，对杆塔的每个塔腿均宜进行勘探，勘探孔（井）应进入基岩一定深度，并宜采取适量的原状土试样进行土工试验。

（3）对于不均匀地基、土洞较发育的地基，或者拟采用大直径嵌岩桩的塔基，宜进行施工勘察。

3. 红黏土场地勘探与取样应注意的问题

（1）应重视红黏土与次生红黏土的区分和野外鉴定。次生红黏土是搬运再沉积形成的，在颜色、结构和所处地貌单元上均有其特点，在相同物理指标情况下，其地基承载力只及红黏土的 3/4 左右，多呈可塑、软塑状态，压缩性较高。勘察中应正确判定红黏土与次生红黏土。

（2）湿度状态是影响红黏土工程性能的重要因素。勘察中应以湿度状态来划分层位，并分别建议指标值。这就要求加强取样和原位测试，并应在纵向上连续取样或测试。为避免钻探过程中人为改变土体的

湿度状态，钻探施工应采用干作业钻进方式。回次钻进深度不宜超过 0.5m。

（3）红黏土的工程分类与土工试验指标有关。红黏土场地的勘察应重视取样数量和质量。对采取质量等级为Ⅰ～Ⅱ级土样和原位测试的勘探孔应采用回转钻进；对一般鉴别土性、采取质量等级为Ⅲ～Ⅳ级土样的勘探孔，也可采用冲（锤）击钻进方式。

（4）对采取质量等级为Ⅰ～Ⅱ级的土样，应使用与质量等级相对应的取土器，并用快速静力连续压入或者重锤少击法取样，也可以在探井中切块取样。

（5）由于红黏土底部与基岩面之间的过渡层中往往混大量碎石或有碎石土分布，采用小麻花钻和静力触探试验时，易误判基岩埋深，可考虑移孔多次确认。

（6）红黏土地基勘察中，对土体裂隙发育的野外观察和统计应特别重视，布置适量的探井，以便观察裂隙发育随深度的变化。

（7）为评价红黏土的复浸水特征和胀缩性，红黏土的土工试验项目除常规的物理力学试验外，还应进行收缩试验和复浸水试验，提供红黏土的含水比、液塑比、收缩率、线缩率、自由膨胀率，以及 50kPa 压力下的膨胀力等指标。

裂隙发育是红黏土的重要特征，红黏土抗剪强度的确定宜采用三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验。当需评价红黏土边坡稳定性时，宜根据电力工程建（构）筑物的要求进行重复慢剪试验。

（四）需进行施工勘察的情况

红黏土地基下列情况下应进行施工勘察：

（1）不均匀地基且下伏基岩起伏剧烈，有石芽出露，红黏土厚度变化很大，或近基岩面分布软塑状红黏土，这些情况施工图设计阶段勘察也难以查清其变化，有必要针对基础周线和角点实施施工勘察。

（2）土洞发育或地表塌陷密集地段，施工图设计阶段勘察也难以查清。

（3）当拟用红黏土层之下的基岩作为桩端持力层时。

（4）基坑开挖后经检验发现地层条件复杂，需要补充查明红黏土地基条件时。

四、红黏土场地的岩土工程分析评价

电力工程建设项目岩土工程勘察中，对红黏土场地的岩土工程分析评价应重视地方标准、地方建筑经验，以及已有岩土工程勘察经验的搜集和应用。

（一）红黏土地基分析评价的内容

（1）正确区分场地内红黏土和次生红黏土及其空间分布，并分别评价工程特性参数。

（2）分析评价土洞发育程度，分析土洞对地基的稳定性影响。

（3）分析评价红黏土结构、胀缩性及地基均匀性，并提供大气影响急剧层深度。干湿交替致使土体性状和结构迅速恶化，大大降低红黏土的力学强度，因此，红黏土的结构类型和复浸水特征的划分在岩土参数取值和红黏土边坡岩土工程条件分析评价中均具有重要的工程意义，勘察中应引起足够重视，设计应区别对待，合理利用。

（4）应提出红黏土地基持力层建议，评价红黏土地基的承载力和变形特征。依据电力工程建（构）筑物特点和地基岩土条件，提出适宜的地基处理与防护措施与建议。

（5）石芽出露地段应考虑地表水下渗、冲蚀形成地面变形的可能性。

（6）对电力工程中具有发热、用水的设备和设施地段提出地基处理与防护措施的建议，并关注工程边坡和基坑边坡的防护等。

（7）评价地表水、地下水及其季节变化对红黏土湿度状态与裂隙特征分带的影响，预测水对基础施工及建（构）筑物正常使用的影响。

（二）红黏土地基稳定性分析评价

红黏土地基稳定性分析评价主要包括以下两方面：

（1）位于斜坡上的红黏土地基或外侧有临空面时，应进行红黏土地基稳定性验算，预测地基可能沿基岩面滑移的可能性，按照 GB 50007《建筑地基基础设计规范》相关要求保持与坡顶边缘有足够的安全距离。

（2）评价土洞发育对红黏土地基稳定性的影响。土洞的发育程度与岩溶发育程度往往是一致的，土洞的分布与岩溶洞隙一样具有不确定性，但土洞对火力发电厂、变电站（换流站）等红黏土地基稳定性的影响不仅仅要考虑洞体大小和埋深，还应重点评价土洞是否处于地下水和地表水的循环区和下渗区，预测土洞是否有继续发展的可能性。由于电力工程建设改变了地下水和地表水的排泄条件，生产用水或管道水的渗漏均可能恶化地基条件，因此土洞塌陷的危险性比岩溶洞隙更大。

（三）红黏土地基承载力的分析评价

电力工程建设项目岩土工程勘察中，对于红黏土地基不宜套用一般黏性土的地基承载力表查取地基承载力。红黏土的地基承载力的评价应在土质单元划分的基础上进行，应在分析各土质单元的原位测试、载荷试验、土工试验等勘察成果的基础上，结合不同电力工程建（构）筑物的特点、地基基础设计等级，采用经验和理论公式计算相结合的方法综合确定。

电力工程建设岩土工程勘察中，红黏土的地基承载力等参数的确定一般有以下几种方法。

1. 按红黏土的湿度状态确定参数

根据现场鉴别的红黏土湿度状态，可依据表 3-17

确定地基承载力基本值，也可使用微型贯入仪进行验证。

表 3-17　红黏土地基承载力及压缩模量经验值

红黏土湿度状态	地基承载力 f_0（kPa）	压缩模量 E_s（MPa）
坚硬	280～400	15.0～22.0
硬塑	200～280	10.0～15.0
可塑	130～200	6.0～10.0
软塑	100～130	4.0～6.0
流塑	60～100	2.0～4.0

2. 按红黏土的土工试验指标确定参数

依据红黏土的土工试验指标，按含水比和液塑比查表确定地基承载力。见表 3-18。

表 3-18　红黏土地基承载力基本值 f_0　（kPa）

类别	第二指标液塑比 I_r	第一指标含水比 α_w					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	$I_r\leqslant1.7$	380	270	210	180	150	140
	$I_r\geqslant2.3$	280	200	160	130	110	100
次生红黏土		250	190	150	130	110	100

3. 按红黏土地区地方标准及工程经验确定参数

我国广东、重庆、广西和贵州等地区根据地区工程经验，已经制定了岩土工程勘察和地基基础设计规范等地方标准，可供电力工程建设岩土工程勘察中确定红黏土地基承载力参考（表 3-19～表 3-21）。

4. 按公式计算确定参数

依据国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》中公式 $f_a=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k$ 可计算红黏土地基承载力特征值，公式中抗剪强度指标由土的有效自重应力下预固结的三轴不固结不排水（UU）试验获得。参考贵州当地经验，当采用直剪仪快剪指标时，应对黏聚力 c 值乘以 0.6～0.8，对内摩擦角 φ 值乘以 0.8～1.0 的系数进行修正。

5. 按红黏土地区原位测试经验确定参数

红黏土地基的承载力，可依据红黏土地区标准贯入试验、静力触探试验和旁压试验的经验关系计算确定。

当采用静力触探试验时，可按式（3-4）确定红黏土地基承载力基本值 f_0。

$$f_0=0.09p_s+90 \tag{3-4}$$

式中　p_s——静力触探试验比贯入阻力，kPa。

6. 按红黏土地基的载荷试验确定参数

对于电力工程荷载较大的主要和重要的建（构）筑物，红黏土地基的承载力评价应采用现场载荷试验确定。火力发电厂的主要建（构）筑物拟采用红黏土作为地基持力层时，应补充进行浸水状态下的载荷试验。

如广西某火力发电厂曾针对红黏土地基的天然状态和浸水状态分别进行了 3 组天然状态和浸水状态的浅层平板载荷试验，试验结果表明，浸水条件下红黏土载荷试验曲线的比例界限大约是天然条件下的一半（表 3-22）。

表 3-19　我国贵州地区红黏土承载力经验值 f_0　（kPa）

类别	含水比 α_w										
	0.50	0.55	0.60	0.65	0.70	0.75	0.80	0.85	0.90	0.95	1.00
红黏土	350	300	260	230	210	190	170	150	130	120	110
次生红黏土	250	220	190	170	150	140	130	120	110	105	100

表 3-20　我国广西、广东地区红黏土承载力特征值 f_{ak}　（kPa）

类别	液塑比 I_r	含水比 α_w					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	≤1.7	350	260	210	170	130	110
	≥2.3	260	190	160	120	100	80
次生红黏土		230	180	150	120	100	80

表 3-21　我国重庆地区红黏土地基极限承载力平均值　（kPa）

类别	第二指标液塑比 I_r	第一指标含水比 α_w					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	$I_r\leqslant1.7$	645	455	355	305	255	235

续表

类别	第二指标液塑比 I_r	第一指标含水比 α_w					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	$I_r \geqslant 2.3$	475	340	270	220	185	170
次生红黏土		425	320	255	220	185	170

表 3-22　　广西某火力发电厂红黏土平板载荷试验成果表（压板直径 0.564m）

试验点编号	岩土名称	试验深度（m）	比例界限（kPa）	极限荷载（kPa）	承载力特征值 f_{ak}（kPa）	变形模量 E_0（MPa）	备注
ZH1	1-1 层硬塑红黏土	3.0	320	720	320	25.815	天然
		3.0	160	616	160	18.580	浸水
ZH2	1-1 层硬塑红黏土	3.0	295	720	295	27.434	天然
		3.0	160	640	160	17.261	浸水
ZH3	1-1 层硬塑红黏土	1.0	320	720	320	20.258	天然
		1.0	171	720	171	22.701	浸水

（四）红黏土的胀缩性评价

红黏土的胀缩性主要表现为收缩和复浸水后具有胀缩的可逆性，部分地区的红黏土具有明显的膨胀性，一般为弱膨胀潜势。根据电力工程建设项目建（构）筑物的特点，Ⅰ类和Ⅱ类复浸水特征均会对荷载较小的低层建（构）筑物产生一定的危害，其危害主要表现为建（构）筑物的开裂现象和边坡开裂变形或最终失稳。

电力工程建设项目岩土工程勘察中应判别红黏土是否属于膨胀土范畴，若属于膨胀土还应按 GB 50112《膨胀土地区建筑技术规范》的要求进行勘探与测试。

（五）红黏土地基均匀性分析评价

红黏土地基的均匀性分析评价可按表 3-16 进行地基分类。评价时特别应重点关注基底下红黏土厚度沿基础轴线方向上的变化。

对不均匀的红黏土地基，由于下伏基岩溶蚀沟槽发育，其水平方向常表现出明显的不均匀性。岩土界面凹凸不平，突起的部分埋藏石芽，凹下的部分为溶沟或溶槽。在几米的水平距离范围内，突起和凹下的高差甚至高达十余米，反映了下伏岩石的差异溶蚀。溶沟、溶槽部位地势低洼，利于地下水的汇集，利于进一步风化，土层厚度大。基岩面起伏剧烈，土层厚度变化大，必然导致红黏土建（构）筑物地基的不均匀沉降。

红黏土地基基础的设计应针对均匀地基和不均匀地基进行地基承载力和变形验算，当不满足设计要求时应作地基处理。岩土工程勘察可依据建（构）筑物特点和地基岩土条件，提出地基处理与防护措施的建议。

电力工程建设中，当场地内普遍分布厚度较大的红黏土层时，一般建（构）筑物可以利用红黏土作为地基持力层。对火力发电厂主要建（构）筑物基础，即使工程场地属于均匀地基，也应慎重采用红黏土地基，应对红黏土地基的允许变形和差异变形作充分的论证。目前尚无大型火力发电厂主要建（构）筑物直接采用红黏土地基的工程经验。

（六）红黏土的裂隙性分析评价

地表裂缝也是红黏土地区的一种特有的现象。红黏土的网状裂隙分布与地貌有一定联系，如坡度、朝向等，且呈由浅而深递减之势。地表裂缝规模不等，长度可达数百米，深可延伸至地表下数米。经调查地表裂缝所经之处地面建（构）筑物无一不受损坏，故分析评价时应建议建（构）筑物避免跨越地表裂缝密集带或深长地段。

对于土体中的网状裂隙，破坏了土体的完整性，大大降低红黏土的地基承载力和抗剪强度，评价地基承载力和抗剪强度时应依据裂隙发育程度，红黏土地基承载力和抗剪强度指标应考虑适当折减。

（七）红黏土的地下水分析评价

结构致密的红黏土可视为不透水层。当红黏土中存在收缩裂隙时，大气降水和地表水可渗入其中，在土体中形成依附网状裂隙赋存的含水层。该类含水层很不稳定，一般水量不大且无统一水位，只有在补给充分、地势低洼地段才可测到水位。钻孔揭穿红黏土进入碳酸盐岩层遇岩溶水时，应注意测量岩溶水的初见水位和稳定水位，分析岩溶水对红黏土层是否具承压性。如有必要，尚应分析承压水头对基坑可能产生突涌的可能和抗浮设计水位。

第四节　新近沉积土

我国地域辽阔，在电力工程建设中对第四纪土层的工程性质和其特性的评价很重要，特别是新近沉积土与一般沉积土相比，往往具有特殊的工程性质。

一、沉积土的分类

按地层沉积的年代，通常将第四纪地层分为老沉积土、一般沉积土和新近沉积土。

1. 老沉积土

老沉积土是第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积下来的土层，一般孔隙比小、含水量低，具有较低的压缩性和较高的地基强度。老沉积土是电力工程建（构）筑物良好的天然地基持力层。

2. 一般沉积土

一般沉积土是第四纪全新世（Q_4）文化期以前沉积下来的土层，一般具有较低或中等的压缩性和较高的强度。一般沉积土可作为电力工程荷载不大、对沉降不敏感的一般建（构）筑物的天然地基持力层。

3. 新近沉积土

新近沉积土是第四纪全新世（Q_4）文化期以来新近沉积下来的土层，一般孔隙比大、含水量高，为欠固结土，并且具有较高的压缩性和较低的地基强度。在大部分情况下，其力学性质往往不如填筑时间 10 年以上的素填土，自身还可能会产生较大的不均匀沉降，对建（构）筑物有较大的危害。未经处理的新近沉积土一般不宜直接作为电力工程建（构）筑物的天然地基持力层。

新近沉积土的划分依据主要有沉积年代，沉积环境和地貌特征，沉积土的力学性质，其中应以力学性质为主要划分依据。

新近沉积土主要包括新近沉积黏性土、粉土和砂土。对新近沉积土中由风力作用形成的新近堆积黄土的工程勘察与评价见湿陷性黄土的工程勘察与评价内容。通常新近沉积黏性土在内陆和滨海地区分布较为广泛，且土层埋藏较浅。新近沉积粉土和砂土主要分布在河漫滩阶地，河流冲积平原地带，砂土多表现为粉砂和细砂。

二、新近沉积土的成因、特征与工程性质

1. 新近沉积土的成因

新近沉积土一般是在风力、水力和重力作用下重新搬运沉积或其他因素形成的洪积、冲积、坡积和风积等近期形成的。

新近沉积土也可按成因分为自然作用力形成、人类生产和文化活动形成两种：

（1）自然作用力主要表现为洪水、河流改道、海退等；

（2）人类生产和文化活动形成新近沉积土主要表现为古代开挖的运河、湖塘、沟渠，后来被填塞等。

新近沉积土主要存在于土、岩丘的坡脚和斜坡后缘，冲沟两侧及沟口处的洪积扇和山前坡积地带，河道拐弯处的内侧，河漫滩及低阶地，山间凹地的表部，平原上被淹埋的池沼洼地和冲沟内，以及滨海地区等。

2. 新近沉积土的特征

（1）堆积环境：主要存在于土、岩丘的坡脚和斜坡后缘，冲沟两侧及沟口处的洪积扇和山前坡积地带，河道拐弯处的内侧，河漫滩及低阶地，山间凹地的表部，平原上被淹埋的池沼洼地和冲沟内。

（2）颜色：一般表现为灰黄、黄褐、棕褐，常相杂或相间。

（3）结构：土质不均、松散，大孔排列杂乱。常混有岩性不一的土块，多虫孔和植物根孔，锹挖容易。

（4）包含物：常含有机质，斑状或条带状氧化铁；有的混砂、砾或岩石碎屑；有的混有砖瓦陶瓷碎片或朽木片等人类活动的遗物，在大孔壁上常有白色钙质粉末。在深色土中，白色物呈菌丝状或条纹状分布；在浅色土中，白色物呈星点状分布，有时混钙质结核，呈零星分布。

3. 新近沉积土的工程性质

新近沉积土工程性质与一般沉积土有明显差异。新近沉积土由于其成因及物质组成的特殊性，工程性质主要表现在如下方面：

（1）欠固结。新近沉积土多为欠固结状态，结构性差，重度小，具有较大的孔隙比。欠固结土在自重应力和附加应力作用下，变形大于一般沉积土和老沉积土，严重危害电力工程建（构）筑物的安全。

（2）触变性。当原土受到震动或扰动以后，由于新近沉积土土体结构遭破坏，强度会大幅度降低。新近沉积土多表现出软土所具有的性质，在地基受震动荷载后，易产生侧向滑动、沉降或基础下土体被挤出等现象。

（3）低强度。不排水抗剪强度较低，地基承载力低，形成的边坡稳定性差。

（4）高压缩性。压缩系数高，导致软土地基上的电力工程建（构）筑物沉降量大。

（5）不均匀性。由于沉积环境的变化，土质均匀性差，黏性土、粉土及砂土常呈现互层状结构，地层水平向渗透性常好于垂直向渗透性，作为建（构）筑物地基易产生不均匀沉降。

（6）液化性。新近沉积饱和粉土及砂土，在震动荷载作用下易出现析水及液化现象，作为建（构）筑物地基易产生沉陷。

（7）湿陷性。地下水位以上的新近沉积土一般具有湿陷性。

三、新近沉积土勘察

在岩土工程勘察工作中，由于孔内取土的限制，新近沉积土有时不能全部辨认出，在基础验槽时应特别加以注意。

（一）勘察工作内容

（1）通过调查和搜集已有岩土工程勘察资料，了解地形、地貌及河流湖泊等的变迁历史，了解工程场地及附近区域的形成、沉积环境。

（2）查明新近沉积土的分布、厚度、物质成分、均匀性、密实性、压缩性和湿陷性等，尤其要查明地层可能存在的某些特殊性。

（3）调查有无古河道、暗浜、暗塘、渗井、废土坑及古墓等的存在。

（4）查明地下水的埋藏条件，评价地下水对电力工程建设场地的不良影响。

（5）明确判断是否为特殊性土，为特殊性土时，应查明其特殊的工程特性。

（二）勘察工作重点

（1）新近沉积土成因类型、埋藏条件、分布规律、层理特征，水平与垂直向的均匀性、渗透性，下伏硬土层或基岩的埋藏条件、分布特征和起伏变化情况；

（2）新近沉积土强度、变形特征及变化规律，以及结构破坏对强度和变形的影响程度；

（3）微地貌形态和暗浜、暗塘、墓穴、填土、古河道的分布范围和埋藏深度；

（4）电力工程建设场地地下水条件及其对工程建设、基础施工的影响；

（5）地震产生震陷的可能性及对震陷量的估算和分析；

（6）特殊性土的工程特性。

（三）勘察方法

（1）不同勘察阶段对新近沉积土的勘察工作内容及勘察工作重点基本相同，只是对于勘察深度有着不同的要求。

（2）新近沉积土的特点是土层厚度变化大，常随下伏较老土层顶面的起伏而变化。同时，由于成因复杂和沉积年代的交错混杂，土性在水平和垂直方向往往是很不均匀的。钻探和原位测试点常常需要较小的间距，才能达到查明其分布规律和土性变化规律的要求。

（3）岩土工程勘察工作必须根据工程特点、场地工程地质条件和新近沉积土特性，选择合适的勘察方法。除钻探取样外，应布置一定数量的井探，以便在现场能直接鉴别和划分新近沉积土层。新近沉积土勘察方法选择应参照如下原则：

1）对土层厚度较大或夹有粉土、砂土时，可采用静力触探试验、标准贯入试验；

2）对碎石土可采用圆锥动力触探试验；

3）对饱和流塑黏性土应采用十字板剪切试验、旁压试验、螺旋板载荷试验和扁铲侧胀试验；

4）对于具有湿陷性的新近沉积土层，采用探井的方式采取原状样或现场进行湿陷性试验；

5）新近沉积土关键层位的地基承载力及变形参数宜采用载荷试验确定。

（4）采取土试样应针对不同的土性采用适合的取土器，取样时应避免扰动。运输、贮存、制备过程中均应防止试样的扰动。

（5）对电力工程主要建（构）筑物和有特殊要求的建（构）筑物，或对周围环境有影响的场地，从岩土的角度，对设计、施工和使用过程中可能存在的问题提出建议。

四、新近沉积土分析评价

新近沉积土地基的评价，应根据新近沉积土成因、时代、成分、分布及厚度等，判定地基的均匀性、压缩性和密实度。必要时应按新近沉积土厚度、强度和变形特性分层或分区进行评价。

（一）场地稳定性评价

在建筑场地内，如遇下列情况之一时应评价地基的稳定性。

（1）当建（构）筑物离池塘、河岸、海岸等边坡较近时，应分析评价新近沉积土地基侧向挤出或滑移的可能性；

（2）当在地基土受力范围内，下卧层为基岩或硬土层且其表面倾斜时，应分析判定新近沉积土沿此倾斜面产生滑移或不均匀变形的可能性；

（3）当新近沉积土层之下分布有承压含水层时．应分析判定承压水水头对地基稳定性和变形的影响；

（4）当建筑场地位于强地震区时，应分析评价场地和新近沉积土地基的地震效应。

（二）新近沉积土岩土参数的选择

新近沉积土的工程性质不同于一般沉积土，当依据原位测试、土工试验数据，采用相关经验公式确定岩土参数时，应进行充分分析和研究，结合当地的工程建设经验，提出可靠的岩土参数。当火力发电厂、变电站（换流站）建（构）筑物以新近沉积土作为基础持力层时，应采用载荷试验的方法确定地基承载力及变形参数。

五、建议

（一）桩基础建议

新近沉积土由于沉积时间短暂、地基强度低、

压缩性较高，一般只能用作电力工程轻型和一般建（构）筑物的天然地基，对于火力发电厂主要建（构）筑物（如汽机、锅炉、烟囱、冷却塔等）和其他重要电力设施的建（构）筑物，均需要采用人工地基或桩基础。

（二）地基处理方法

新近沉积土地区电力工程建设常采用的地基处理方法如下：

1. 对暗浜、暗塘、墓穴、古河道的处理

（1）当范围不大时，可采用基础加深或换填处理；

（2）当宽度不大时，可采用基础梁跨越处理；

（3）当范围较大时，可采用短桩处理。

2. 对表层或浅层不均匀地基及新近沉积土的处理

（1）对不均匀地基可采用机械碾压法或夯实法；

（2）对软层可采用垫层法。

3. 对厚层软弱新近沉积土的处理

（1）采用堆载预压法或真空预压法，或在地基土层中埋置砂井、袋装砂井或塑料排水板与预压相结合的方法；

（2）采用复合地基，包括砂桩、碎石桩、灰土桩、旋喷桩和小断面的预制桩等；

（3）采用桩基础，穿透新近沉积土层以达到增大承载力和减小沉降量的目的。

第五节　填　　土

填土通常指人类工程和生活活动过程中堆填而成的堆积体。在建设工程中，填土位于地层的顶部，或作为新建建（构）筑物的基础持力层，或作为基坑边坡的坡体结构与荷载。填土因其特殊的成因，工程意义上有其特殊性，如常见的不均匀、欠固结、湿陷等，均是不利于工程安全的特性。因此，在充分调查了解填土特性的基础上，提出针对性的合理利用和处理方案，是填土岩土工程勘察的重要工作。

一、填土分类

电力工程建设场地在场地整平时往往存在挖填方，填方区存在一定厚度的填土。

填土指由于人类的活动而堆积的土。根据物质组成和堆填方式，填土通常可分为素填土、杂填土、冲填土和压实填土。

根据堆填年代的不同，填土又可分为古填土（堆填时间在 50 年以上）、老填土（堆填时间在 15～50 年）和新填土（堆填时间不满 15 年）。填土的工程性质与填土的堆积年代及堆填组分有关。

（一）素填土

由自然形成的土经过人工挖掘和搬运堆填形成，通常含杂质很少或不含杂质，一般由碎石土、砂土、粉土、黏性土等一种或几种土料组成。

当素填土由几种土料组成时，土料的物理力学性质和颗粒粒径的差异性都不应过大，以便使处理后素填土工程性质均匀。

素填土按主要组成物质不同，在素填土的前面冠以其主要组成物质定名，对素填土进一步分类，一般可分为碎石素填土、砂性素填土、粉性素填土和黏性素填土等。素填土回填应按设计要求，并应去除原土中的树根、胶泥、腐殖质物，以及一些不适宜回填的建筑垃圾等。

（二）杂填土

含有大量建筑垃圾、工业废料或生活垃圾等杂质的填土应定为杂填土。根据组成物质成分和特征，杂填土进一步划分为：

（1）建筑垃圾土。主要由碎砖、瓦砾、朽木、混凝土块和建筑垃圾等夹土组成，其中有机物含量较少。

（2）工业废料土。由工业生产的废渣和废料堆积而成，如矿渣、煤渣、粉煤灰、电石渣或其他工业废料等夹少量土类组成。

（3）生活垃圾土。由大量居民生活抛弃的废弃物（如炉灰、布片、菜皮和陶瓦片等杂物）夹土组成，一般有机质和未分解的腐殖质含量较多。

（三）冲填土

冲填土又叫吹填土，由水力冲填泥砂堆积而成，是江河、湖泊、海岸边常见的人工填土。冲填土主要由于整治或疏通河道，或因建设工程用地需要填平或填高某些地段时，采用高压泥浆泵将泥砂通过管道输送到冲填场地或泥砂堆积区，前者是有计划、有目的和要求的填筑，后者为无目的、无序的堆填。水力冲填的泥砂经沉淀排水固结后形成冲填土层。

（四）压实填土

压实填土是按一定标准控制回填土料成分、密度（或干密度）和含水量，经过分层压实或夯实而成的填土。

在冲沟、挖土坑或低洼地带进行电力工程建设时，往往需要大量填土，或是将建设场地内表层的松软土、植土等挖除后换填新土。新填土有计划、按质量要求有序分层压实作为建（构）筑物地基，工程中称为压实填土地基。

电力工程建设中，一些建（构）筑物常以压实填土作为地基持力层。

二、填土的工程性质

素填土、杂填土和冲填土一般具有不均匀性、湿陷性、自重压密性及低强度和高压缩性的特点。压实填土岩土工程条件相对较好，具有一定的均匀性、地基强度和较低的压缩性。

(一)素填土的工程性质

素填土的工程特性取决于填料的组成成分、均匀性和密实度。在填料堆填过程中，未经人工压实处理的素填土，密实度较差。当堆积时间较长时，如自然堆积时间超过15年，受填土自重压密作用，具有了一定的密实度和地基强度，经过检测满足要求后，可以考虑作为电力工程荷载较轻的一般建（构）筑物的地基持力层。

(二)杂填土的工程性质

（1）性质不均匀且厚度和密度变化大。杂填土由于其填料成分复杂，回填的方法、厚度的随意性和时间的不确定性，故不均匀性是杂填土最突出的特点。

（2）孔隙大且渗透性不均匀。由于填料物质的复杂多样性，杂填土具有较大孔隙和渗透性不均匀的特点，故回填土场地，地下水位以上的杂填土中经常存在鸡窝状的上层滞水。

（3）变形大并具有湿陷性。杂填土通常是一种欠压密土，具有较高的压缩性。年代新的杂填土，除正常荷载作用下的沉降之外，同时存在自重压力下的沉降及湿陷变形的特性。对生活垃圾土还存在腐殖质进一步分解而引起的变形。堆积时间短、结构松散、孔隙率高等特征，是杂填土浸水湿陷和变形大的主要因素。新杂填土的湿陷性比老杂填土大，在干旱、半干旱地区，含水量较低的杂填土，湿陷性较大，而气候潮湿、地下水位高的地区，杂填土的湿陷性一般不明显。

（4）压缩性大且强度低。杂填土的填料物质成分复杂，不同填料物质组成直接影响土的工程性质。以砖块为主的建筑垃圾土优于以瓦片为主的建筑垃圾土，建筑垃圾土和工业废料土优于生活垃圾土。生活垃圾土填料物质成分杂乱，含大量有机质和未分解的腐殖质，具有较大的压缩性和较低的强度。

杂填土即使堆积时间较长，仍较松散，不宜直接作为电力工程建（构）筑物的地基持力层。

(三)冲填土的工程性质

冲填土的工程性质与所冲填的泥砂来源和冲填时的水力条件有密切的关系。冲填土的特点是在水平方向上具有不均匀性，而且透水性差，多为欠压密土。冲填土土体含水量大，一般呈软塑和流塑状态，性质与高压缩性的软土非常相似。

冲填土的填料以砂粒为主时地基强度相对较高，而且地基强度随填积时间的增长而增加。如填料以粉粒或黏粒为主时则地基强度较低，且地基强度随填积时间的增长速度也较缓慢。

(四)压实填土的工程性质

压实填土在结构上与自然成因并经过长期排水固结的原状土有着极大的差异。如黏性土压实填土，土体结构仍然可能以团粒组成为主，但团粒与团粒之间联结不紧密，分子间应力场未完全形成，表现到压实填土的工程性质中，并反映到压实填土与原状土（填土材料的母体）工程性质的异同上。

压实填土与素填土、杂填土和冲填土的工程性质有较大区别，压实填土的密实度可以有效控制，而且所用的土料有所选择。因此压实填土的均匀性、地基强度和压缩性比任意堆填的填土要好得多。

电力工程建（构）筑物利用压实填土做地基时，填料不得使用淤泥、耕土、冻土、未经处理的膨胀性土以及有机物含量大于 8%的土做填料。当填料内含有碎石土时，要求其粒径一般不大于 200mm。若填料的主要成分为易风化的碎石土时，基坑开挖应加强地面排水和采用表面覆盖等措施。

压实填土的工程性质取决于填料的性质、填料的均匀性、压实时的含水量和密度，以及压实施工工艺、过程控制等因素。

电力工程荷载较大的主要建（构）筑物一般不宜采用以黏性土、砂性土、粉性土等颗粒较细的填料为主的压实填土作地基持力层。当采用以碎石等填料为主的压实填土作地基持力层时，应充分分析评价填土的地基承载力和变形特性，并考虑压实填土工程性质的时间效应。

三、填土勘察

(一)勘察工作内容

（1）搜集工程建设场地附近的已有工程的勘察报告和原始地形图；访问当地居民了解场地的历史，调查有无暗浜、暗塘、渗井、废土坑、旧建（构）筑物基础及古墓的存在，着重调查填土的厚度、范围、堆填方式和回填的年限；研究在类似地基条件下的建筑经验。

（2）查明地形地物的变迁，填土的分布范围、厚度、分布规律、原地面坡度、物质成分、颗粒级配、均匀性、密实性，堆填的方式和年代。

（3）查明填土的物理力学性质和湿陷性等工程特性，提出填土的岩土参数。

（4）查明冲填土冲填期间的排水条件和冲填完成后的固结条件、固结性能和固结程度。

（5）查明地下水的水质，判断地下水对建筑材料的腐蚀性及与相邻地表水体的水力联系。

（6）查明填土是否为污染土，并对建筑材料的腐蚀性做出分析评价。

（7）对有机质含量高的生活垃圾填土，应注意是否储存着有毒物质、有害气体，并提出合理的处理措施和建议。

(二)勘探与测试

1. 勘探点的布置

由于填土的分布厚度和土质的不均匀性，填土场

地勘探点应按复杂场地布置，并逐步加密勘探点。勘探深度应穿透填土层，当填土下为软弱土层时，勘探孔还应加深至穿透软弱土层。填土场地发现存在暗埋的塘、浜、沟、坑时，应予追索并圈定范围。

电力工程主要建（构）筑物场地，施工图设计勘察阶段的勘探点间距一般为10～15m，当发现相邻两勘探点土质情况有显著变化时，应在中间加密勘探点以查清变化情况。对荷载较大的独立基础，每个基础下都应布置勘探点。

2. 勘探方法

根据填土特征应采用不同的勘探方法。以粉土、黏性土为主的填土，可采用钻探取样、轻型钻具与原位测试相结合的方法，轻型钻具如小口径螺纹钻、洛阳铲等。对含较多粗粒成分的建筑垃圾、工业废料填土，宜采用钻探、动力触探试验等方法，并配合适量探井；探井一般布置在填土厚度较大，分布复杂的部位和建（构）筑物重要部位。

3. 原位测试

填土的原位测试方法主要有动力触探试验、工程物探、大容积法及平板载荷试验等方法。勘察过程中，应根据填土的特点采用合适的原位测试方法，并宜符合下列原则：

（1）填土的均匀性及密实度宜采用原位测试等方法测定。黏性素填土、粉性素填土、冲填土及细粒填土宜采用标准贯入试验、轻型动力触探试验、静力触探试验等方法，粗粒填土宜采用重型动力触探试验等方法，碎石填土宜采用超重型动力触探试验等方法。

（2）填土的均匀性可采用工程物探方法。填土的均匀性分析过程应与钻探、原位测试、室内试验等成果进行对比分析。

（3）填土的承载能力及变形特征宜采用平板载荷试验、浸水平板载荷试验方法测定。

（4）大量的、分层的填土质量检验，可采用轻型动力触探试验与其他检测方法相结合的方法，作为密实度和均匀性的检验依据。

4. 土工试验

对于能够取得适合土工试验的土样时，应采取试样进行土工试验。土工试验除一般物理力学性质试验外，特别着重压缩性、湿陷性和膨胀性等项目。在进行土工试验时，应特别注意填土的特点，不可机械套用原状土的试验方法。

（1）对于粗粒填土，可采用大容积法测定填土的密度。当粒径很大，大容积法也难以取得较好效果时，可将整个探井挖出的填土称重，再测得整个探井的体积，经计算求得填土的密度。

（2）黏性土、粉土压实填土在压实处理前应测定填料的最优含水量和最大干密度，压实处理后测定压实填土的压实系数。

土工试验项目可根据填土的特点，按表3-23选用。

表3-23　　填土土工测试项目

土工试验项目	素填土	杂填土	冲填土	压实填土
颗粒分析	+	+	+	+
天然含水量	+	+	+	(+)
密度	+	+	+	+
液、塑限	+	(+)	+	+
剪切试验	+	(+)	+	+
压缩试验	+		+	(+)
湿陷性试验	(+)		(+)	(+)
膨胀性试验	(+)		(+)	(+)

注　+，必做项目；(+)，选择项目。

四、填土地基评价

对填土地基的评价主要包括以下内容：

（1）阐明填土的成分、分布及堆积年代；

（2）判定填土层的均匀性、密实度；

（3）查明填土的厚度、强度和变形特征；

（4）明确填土作为地基持力层的可行性，提出填土地基设计所必需的岩土参数。

（一）填土地基承载力及变形参数的确定

按照GB 50007《建筑地基基础设计规范》的要求，电力工程主要建（构）筑物填土地基承载力应由现场载荷试验确定，其他一般建（构）筑物填土地基承载力也可由原位测试、理论公式计算，并结合电力工程建设项目所在地工程实践经验综合进行确定。

1. 载荷试验确定地基承载力

载荷试验点应选在填土层土质有代表性的位置，试验深度布置在预计的基础底面标高处为宜，当地基持力层土质随深度有显著变化时，宜在不同深度进行载荷试验。

当采用黄土作为填土或颗粒组成具有较大差异时，根据建（构）筑物的要求，可采用浸水载荷试验。

对粗粒土和杂填土，载荷试验压板面积不宜小于$0.5m^2$。当填土厚度较大时，应分层进行载荷试验。

填土地基承载力特征值取荷载与沉降曲线（p–s曲线）上的比例界限压力或沉降量为0.02倍压板宽度（或直径）的对应荷载值。

填土地基的变形模量可由荷载与沉降曲线（p–s曲线）直线段的斜率经计算后确定。

2. 按有关规范和技术规定确定地基承载力及压缩模量

（1）素填土地基承载力。

1）根据静力触探试验比贯入阻力 p_s 及轻型动力触探试验锤击数 N_{10}，北京地区素填土地基承载力标准值 f_k 见表 3-24。

表 3-24 北京地区素填土地基承载力标准值

比贯入阻力 p_s（MPa）	0.5	0.9	1.4	2.0	2.6	3.1
N_{10}（击）	5	9	14	20	26	31
压缩模量 E_s（MPa）	1.5	3.0	5.0	7.0	9.0	11.0
地基承载力标准值 f_k（kPa）	70	90	105	120	135	150

2）根据轻型动力触探试验锤击数 N_{10}，我国西安地区素填土地基承载力标准值，可见表 3-25。

表 3-25 西安地区素填土地基承载力标准值

N_{10}（击）	15～20	18～25	23～30	27～35	32～40	35～50
地基承载力标准值 f_k（kPa）	40～70	60～90	80～120	100～150	130～180	150～200

3）根据素填土的孔隙比，我国成都地区素填土地基承载力标准值和压缩模量见表 3-26。

表 3-26 成都地区素填土地基承载力标准值

孔隙比 e	0.5	0.7	0.9	1.0
压缩模量 E_s（MPa）	12	10	8	7
地基承载力标准值 f_k（kPa）	230	200	150	130

4）根据素填土的类别，我国苏州地区素填土地基承载力标准值见表 3-27。

表 3-27 苏州地区素填土地基承载力标准值

填土类别	老黏土素填土	老粉质黏土素填土	老粉土素填土
承载力标准值 f_k（kPa）	80～160	80～150	80～120

5）根据静力触探试验锥尖阻力 q_c 和轻型动力触探试验锤击数 N_{10}，我国浙江省素填土地基承载力标准值参见表 3-28。

表 3-28 浙江省地区素填土地基承载力标准值

静力触探试验锥尖阻力 q_c（MPa）	1.0	1.5	2.0	2.5
N_{10}（击）	10	20	30	40
地基承载力标准值 f_k（kPa）	80	110	130	150

6）根据苏联建筑法规，素填土地基承载力标准值参见表 3-29。

表 3-29 苏联建筑法规素填土地基承载力标准值

素填土类别		地基承载力标准值 f_k（kPa）	
		饱和度 s_r≤50%	饱和度 s_r≥80%
砂土填土	压实	150	120
	非压实	120	100
黏性土填土、粉土填土	压实	120	100
	非压实	100	80

（2）杂填土地基承载力。建筑垃圾杂填土地基承载力标准值可参见表 3-30。

表 3-30 建筑垃圾杂填土地基承载力标准值

地区	杂填土的物理力学性质	地基承载力标准值 f_k（kPa）
江苏地区	e=0.80～1.20	60～80
苏州地区	稍密，湿～很湿	80
	中密，湿	100
福州地区	堆填超过 10 年，有机质含量小于 10%	70～120
武汉地区	堆填时间超过 10 年，且土质较均匀	100～120

（3）冲填土地基承载力。冲填土地基承载力经验值见表 3-31。

表 3-31 冲填土地基承载力标准值

地区	填土的物理力学性质	地基承载力标准值 f_k（kPa）
上海	I_p=11.3～15，e=1.04～1.15	80～100
天津	I_p=14～15，e=0.99～1.30	60～100
广州	细砂及中砂，松～稍密	100～120

（二）填土地基的均匀性评价

填土地基的均匀性与填料的组成物质、分布特征和堆积年代有密切关系。

（1）堆积年限较长的素填土、冲填土，以及由建筑垃圾和性能稳定的工业废料组成的杂填土，当压实处理后较均匀和较密实时，可考虑作为电力工程一般建（构）筑物的地基持力层。

（2）含有机质较多的生活垃圾和对基础有腐蚀性的工业废料组成的杂填土，不宜作为建（构）筑物天然地基。

检验填土均匀性的方法主要包括标准贯入试验、静力触探试验、动力触探试验及工程物探测试等方法。

采用静力触探试验指标比贯入阻力p_s可检验素填土的均匀性，按某一地段的最大比贯入阻力p_{smax}和最小比贯入阻力p_{smin}的比值作为控制指标。当$p_{smax}/p_{smin}\leqslant 1.55$，为均匀填土；反之，则为不均匀填土。当$p_s$值超过6MPa时可适当放宽该比值，以1.8为分界线。

（三）压实填土的地基评价

（1）压实填土做地基时，平整场地之前，应根据电力工程建（构）筑物结构类型、填料性质、现场条件提出压实填土地基的质量要求，未经检验及检验不符合质量要求的压实填土不得作为建（构）筑物地基持力层。

（2）不同结构形式的建（构）筑物，压实填土压实系数λ_e应符合表3-32的规定。

表3-32　　压实填土地基质量控制值

结构类型	填土部位	压实系数（λ_e）
砖石承重结构和框架结构	在地基主要受力层范围内 在地基主要受力层范围以下	>0.96 0.93~0.96
简支结构和排架结构	在地基主要受力层范围内 在地基主要受力层范围以下	0.94～0.97 0.91～0.93

（3）填土地基承载力应根据载荷试验确定，当无载荷试验数据时，可按表3-33预估。

表3-33　　压实填土地基承载力

填土类别	压实系数λ_e	地基承载力标准值f_k（kPa）
碎石、卵石	0.94～0.97	200～300
砂夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%）		200～250
土夹石（其中碎石、卵石占全重30%～50%）		150～200
黏性土（$10<I_p<14$）		130～180

（4）当填土为黏性土或粉土时，其最大干密度宜采用击实试验确定。当无试验资料时，可按公式（3-5）预估：

$$\rho_{dmax}=\eta\times\frac{\rho_w d_s}{1+0.01w_{op}d_s} \tag{3-5}$$

式中 η——经验系数，对于黏土取0.95，粉质黏土取0.96，粉土取0.97；

ρ_w——水的密度，t/m^3；

d_s——土粒相对密度，比重；

w_{op}——最优含水量，%，（以小数计），可按当地经验或w_p+2，粉土取14～18。

（5）当压实填土为碎石或卵石时，最大干密度可取2.0～2.2t/m^3。

五、填土做地基时的适用条件与验槽

（一）填土地基的适用条件

在电力工程建设中，由于场地条件的限制，越来越多的填土被用作一般建（构）筑物地基持力层或下卧层。工程中填土地基一般分为两大类，一类是利用已有的填土作为天然地基；另一类是利用新的有计划的分层压实的填土作为地基。填土作为地基时，必须经过检验，满足地基承载力和变形要求的情况下方可利用。

（1）尚未完成自重固结的新填土，或土质松软不能满足地基承载力和变形要求的填土，未经加固处理不应作为地基持力层。填土加固处理的方法较多，选择时应根据场地条件、当地经验，从技术、经济、工期和环境影响等多方面因素进行综合考虑。

（2）完成自重压密，且比较均匀，密实度较好的老素填土、杂填土和冲填土可以作为一般天然地基建（构）筑物地基持力层。但在设计时应采取增加一定的构造措施，以提高和改善建（构）筑物对填土地基不均匀沉降的适应能力。

（3）荷载较大、对沉降或差异沉降敏感的主要建（构）筑物，不宜采用细粒填土作为地基持力层。

（二）填土地基的验槽

填土地基基槽开挖后，宜在槽底普遍进行轻型动力触探试验或重型（超重型）动力触探试验对基底填土进行检验。根据检验结果，采用合理的处理方法。

第六节 膨 胀 岩 土

一、膨胀岩土类型及特征

（一）膨胀岩土的定义与主要特征

膨胀土是指土中的黏粒成分主要由亲水性矿物组成，同时具有显著的吸水膨胀软化、崩解，以及失水收缩开裂特性，且往复变形，当往复变形达到足以危害建（构）筑物安全，变形受约束时产生较大内应力的黏性土。

膨胀岩属于软岩中的特殊类型。它的性状具有似岩非岩、似土非土的特点。膨胀岩与水的关系极其密切，亲水性异常强烈。由于膨胀岩含有大量亲水矿物，湿度变化时有较大体积变化，变形受约束时产生较大内应力。当膨胀岩作为建（构）筑物地基时，若无确定标准或地区经验，可参照现行标准中膨胀土的判定方法进行判定。

膨胀岩土的主要特征见表3-34。

表 3-34 膨胀岩土的主要特征

特征	膨胀土	膨胀岩
黏粒（粒径小于 2μm）含量	＞30%	＞15%
液限 I_p	＞40%	—
黏土矿物成分	伊利石、蒙脱石等强亲水性矿物占主导地位	
膨胀性	岩（土）体湿度增高时，体积膨胀并形成膨胀压力；岩（土）体干燥失水时，体积收缩裂缝	
强度效应	膨胀、收缩变形可随环境变化往复发生，导致岩（土）体的强度衰减	

（二）膨胀岩土的野外特征

1. 膨胀土野外特征

（1）地貌特征。膨胀土多分布在二级及二级以上的阶地和山前丘陵地区，个别分布在一级阶地上，呈垄岗-丘陵和浅而宽的沟谷，地形坡度平缓，无明显的自然陡坎。在流水冲刷作用下的水沟、水渠，常易崩塌、滑动而淤塞。

（2）结构特征。膨胀土多呈坚硬～硬塑状态，结构致密，呈棱形土块者常具有膨胀性，棱形土块越小，膨胀性越强。土内分布有裂隙。斜交剪切裂隙越发育，胀缩性越严重。膨胀土多为细腻的胶体颗粒组成，断口光滑，土内常包含钙质结核和铁锰结核，呈零星分布，有时也富集成层。

（3）地表特征。分布在沟谷头部、库岸和路堑边坡上的膨胀土常易出现浅层滑坡。膨胀土分布地区在旱季常出现剥落，雨季则出现表面滑塌，尤其新开挖的路堑边坡，该现象更明显。在旱季常出现地裂缝，长可达数十米至近百米，深数米，雨季则闭合。

（4）地下水特征。膨胀土地区地下水多为上层滞水或裂隙水，无统一水位，随着季节水位变化，常引起地基的不均匀膨胀变形。

2. 膨胀岩野外特征

（1）地貌特征。膨胀岩地貌一般为波状起伏的低缓丘陵，相对高度 20～30m，丘顶浑圆，坡面圆顺，无天然陡坡，一般坡度小于 30°，岗丘之间以 U 形阔地相间。

（2）岩性特征。为灰白色、灰绿色、灰黄色、紫红色和灰色泥岩、泥质粉砂岩、泥质页岩、风化的泥灰岩、风化的基性岩浆岩、蒙脱石化的凝灰岩等。岩石遇水后手摸有油腻感。

（3）结构构造特征。岩层多为中厚层或薄层状，裂隙发育，裂隙周围常有异常灰白、灰绿色物质充填或替代，岩体中的波状结构面光滑且有擦痕。

（4）野外风化特征。膨胀岩风化裂隙发育，岩体被切割成 10～20cm 碎块。易风化剥落。干燥岩块泡水后崩解成碎块或碎片。天然含水岩块在曝晒下失水产生细微裂隙。

（5）地下水特性。膨胀岩地区地下水多为上层滞水或裂隙水，无统一水位，随着季节水位变化，常引起地基的不均匀膨胀变形。

对可能存在的膨胀岩土依据岩性、自由膨胀率、裂隙发育情况、有无光滑面和擦痕、有无浅层塑性滑坡等进行初步判定，并结合膨胀潜势、膨胀率、膨胀力、胀缩等级等指标进行综合判定。

（三）膨胀土的工程地质特性

1. 影响膨胀土胀缩变形的主要因素

（1）膨胀土的矿物成分主要是次生黏土矿物，如蒙脱石和伊利石，具有较高的亲水性，当失水时土体即收缩，甚至出现干裂，遇水即膨胀隆起。因此，土中亲水性黏土矿物的多少直接决定膨胀性的大小。

（2）黏粒含量愈高，比表面积大，吸水能力愈强，胀缩变形就大。

（3）土的密度大，孔隙比就小，反之则孔隙比大。前者浸水膨胀强烈，失水收缩小，后者浸水膨胀小失水收缩大。

（4）膨胀土含水量变化易产生胀缩变形，当初始含水量与胀后含水量愈接近、土的膨胀就小，收缩的可能性和收缩值就大。如两者差值愈大，土膨胀可能性及膨胀值就大，收缩就愈小。

（5）膨胀土的微观结构与其膨胀性关系密切。一般膨胀土的微观结构属于面-面叠聚体，膨胀土微结构单元体中叠聚体越多其膨胀就越大。

2. 典型膨胀土的物理力学性质

我国典型膨胀土的主要物理力学性质指标见表 3-35。

（四）膨胀岩土的工程地质分类

1. 膨胀土的分类

膨胀土的成因多数属残积、坡积型，由基性火成岩或中酸性火成岩风化而成，并与不同时代的黏土岩、泥岩、页岩的风化密切相关。洪积、冲积或其他成因的膨胀土也常见，但其物质来源主要与上述条件有密切联系。

膨胀土按成因和性质等分成四类，见表 3-36。

2. 膨胀岩的分类

膨胀岩分为典型的膨胀性软岩和一般的膨胀性软岩，见表 3-37。

表 3-35　　我国膨胀土的主要物理力学性质指标

地区	天然含水量 w（%）	重度 γ（kN/m³）	孔隙比 e	液限 w_L（%）	塑性指数 I_p（%）	液性指数 I_L	黏粒含量＜2μm（%）	自由膨胀率 δ_{ef}（%）	膨胀率 δ_{ep}（%）	膨胀力 p_e（kPa）	线缩率 δ_e（%）
云南鸡街	24	20.2	0.68	50	25	＜0	48	79	5.01	103	2.97
广西宁明	27.4	19.3	0.79	55	28.9	0.07	53	68		175	6.44
广西田阳	21.5	20.2	0.64	47.5	23.9	0.09	45			98	2.73
云南蒙自	39.4	17.8	1.15	73	34	0.03	42	81	9.55	50	8.20
云南文山	37.3	17.7	1.13	57	27	0.29	45	52		62	9.50
云南建水	32.5	18.3	0.99	59	29	0.06	50	52		40	7.0
河北邯郸	23.0	20.0	0.67	50.8	26.7	0.05	31	80	3.01	56	4.48
河南平顶山	20.8	20.3	0.61	50.0	26.4	＜0	30	62		137	
湖北襄樊	22.4	20.0	0.65	55.2	24.3	＜0	32	112		30	
山东临沂	34.8	18.2	1.05	55.2	29.2	0.33		61		7	
四川成都	23.3	19.9	0.61	42.8	20.9	0.01	38	90		39	5.9
湖北枝江	17.9	20.7	0.56	43.9	24.2	0.02	30	64		56	2.14
湖北荆门											
湖北郧县	20.6	20.1	0.63	47.4	22.3	＜0		53	4.43	26	4.31
陕西安康	20.4	20.2	0.62	50.8	20.3	0	25.8	57	2.07	37	3.47
陕西汉中	22.2	20.1	0.68	42.8	21.3	0.10	24.3	58	1.66	27	5.8
山东泰安临沂	22.3	19.6	0.71	40.2	20.2	0.12		65	0.09	14	
广西桂林	37	18.2	1.13	79	13	＜0		24		47	2.4
贵州贵阳	52.7	16.8	1.57	90	46	0.13	54.5	33.3	0.76	14.7	9.38
广西武宣	36	18.3	0.99	68	26	＜0		25	0.42		
广西来宾县城	29	18.5	0.89	58	30	0.04	30	44		9	1.5
广西贵县	32	19.2	0.91	67	25	＜0	67	50		43	1.3
广西武鸣	27	18.5	0.90	72	15	＜0	42	46		190	1.5
山东泗水泉林	32.5	18.4	0.98	60	32	0.18					1.7

表 3-36　　膨胀土的工程地质类型

类型	岩性	孔隙比 e	液限 w_L（%）	自由膨胀率 δ_{ef}（%）	膨胀力 p_e（kPa）	线缩率 δ_e（%）	分布地区
I（湖相）	黏土、黏土岩，灰白、灰绿色为主，灰黄、褐色次之	0.54～0.84	40～59	40～90	70～310	0.7～5.8	平顶山、邯郸、宁明、个旧、鸡街、襄樊、蒙自、曲靖、昭通
	黏土，灰色及灰黄色	0.92～1.29	58～80	56～100	30～150	4.1～13.2	
	粉质黏土、泥质粉细砂、泥灰岩、灰黄色	0.59～0.89	31～48	35～50	20～134	0.2～6.0	郧县、荆门、枝江、安康、汉中、临沂、成都、合肥、南宁
II（河相）	黏土、褐黄、灰褐色	0.58～0.89	38～54	40～77	53～204	1.8～8.2	
	粉质黏土、褐黄、灰白色	0.53～0.81	30～40	35～53	40～100	1.0～3.6	

续表

类型		岩性	孔隙比 e	液限 w_L (%)	自由膨胀率 δ_{ef} (%)	膨胀力 p_e (kPa)	线缩率 δ_e (%)	分布地区
Ⅲ（滨海相）		黏土、灰白、灰黄色、层理发育，有垂向裂隙，含砂	0.65～1.30	42～56	40～52	10～67	1.6～4.8	湛江、海口
		粉质黏土、灰色、灰白色	0.62～1.41	32～39	22～34	0～22	2.4～6.4	
Ⅳ（残积土）	Ⅳ-1（碳酸岩石地区）	下部黏土、褐黄、棕黄色	0.87～1.35	51～86	30～75	14～100	1.2～7.3	贵县、柳州、来宾
		上部黏土、棕红、褐色	0.82～1.34	47～72	25～49	13～60	1.1～3.8	昆明、砚山
	Ⅳ-2（老第三系地区）	黏土、黏土岩、页岩、泥岩、灰、棕红、褐色	0.50～0.75	35～49	42～66	25～40	1.1～5.0	开远、广州、中宁盐池、哈密
		粉质黏土、泥质砂岩及粉质页岩等	0.42～0.74	24～37	35～43	13～180	0.6～6.3	
	Ⅳ-3（火山灰地区）	黏土、褐红夹黄、灰黑色	0.81～1.00	51～58	81～126		2.0～4.0	儋县

表 3-37 膨胀岩的分类

分类	指标							
	蒙脱石含量(%)	单轴抗压强度(MPa)	软化系数	膨胀力(MPa)	体膨胀量(%)	自由膨胀率(%)	围岩强度比	小于 2μm 的黏粒含量(%)
典型的膨胀性软岩	≥50	≤5	≤0.5	≥0.15	≥3	≥30	≤1	>30
一般的膨胀性软岩	≥10	>5，≤30	<0.6	≥0.10	≥2	≥25	≤2	>15

二、膨胀岩土勘察

(一) 膨胀土场地勘察重点

勘探工作量布置包括勘探点的布置、孔深和土样采取，应符合下列要求：

(1) 勘探点的布置及控制性钻孔深度应根据地形地貌条件和建（构）筑物地基基础设计等级确定，钻孔深度应大于大气影响深度以下一定深度。

(2) 采取原状试样应从地面下 1m 处开始。在大气影响深度内，每个控制性勘探孔均应采取Ⅰ级、Ⅱ级试样，取样间距不应大于 1m；在大气影响深度以下，取样间距可为 1.5～2.0m。一般性勘探孔从地面下 1m 开始至 5m 深度内，可取Ⅲ级试样，测定天然含水量。地层有明显变化处，应增加取试样数量。

(3) 钻探过程中，不得向钻孔内注水。

(二) 室内试验

电力工程膨胀岩土的土工试验，除进行常规试验外，尚需测定自由膨胀率、膨胀率、收缩系数、膨胀力等胀缩性指标。必要时，尚应进行矿物成分鉴定及其他相关试验。

对各向异性的膨胀岩土，应测定其不同方向的膨胀率、膨胀力和收缩系数。

当以膨胀岩土作为场地回填料时，应测定击实料的胀缩性指标。

(三) 大气影响深度 d_a 及大气影响急剧层深度

大气影响深度和大气影响急剧层深度应由膨胀岩土气候区土的深层变形观测或含水量观测及地温观测资料确定。当无资料时，一般工程可按表 3-38 采用。大气影响急剧层深度可按表 3-38 中的大气影响深度值乘以 0.45 采用。

表 3-38 大气影响深度 (m)

土的湿度系数 ψ_w	大气影响深度 d_a
0.6	5.0
0.7	4.0
0.8	3.5
0.9	3.0

三、膨胀岩土的工程评价

(一) 膨胀岩土场地的分类

按场地的地形地貌条件，可将膨胀土建设场地分为如下两类：

（1）平坦场地。地形坡度小于5°，或地形坡度为5°～14°且距坡肩水平距离大于10m的坡顶地带；

（2）坡地场地。地形坡度大于或等于5°，或地形坡度小于5°，且同一建（构）筑物范围内局部地形高差大于1m的场地。

（二）膨胀土的膨胀潜势

膨胀土的膨胀潜势可按其自由膨胀率分为三类，见表3-39。

表3-39　　膨胀土的膨胀潜势分类

自由膨胀率 δ_{ef}（%）	膨胀潜势
$40 \leqslant \delta_{ef} < 65$	弱
$65 \leqslant \delta_{ef} < 90$	中
$\delta_{ef} \geqslant 90$	强

（三）膨胀土地基的胀缩等级

膨胀土地基根据地基胀缩变形对荷载较小的建（构）筑物的影响程度进行评价，地基的胀缩等级可根据地基分级变形量按表3-40分级。

表3-40　　膨胀土地基的胀缩等级

地基分级变形量 s_c（mm）	等级
$15 \leqslant s_c < 35$	Ⅰ
$35 \leqslant s_c < 70$	Ⅱ
$s_c \geqslant 70$	Ⅲ

（四）膨胀岩土地基承载力的确定

膨胀岩土的地基承载力特征值可由平板载荷试验、原位测试、土工试验结合工程实践经验等方法综合确定，并应符合下列要求：

（1）荷载较大的主要建（构）筑物，膨胀土地基承载力应采用浸水平板载荷试验确定；

（2）一般建（构）筑物，膨胀土地基承载力宜采用浸水载荷试验或旁压试验确定；

（3）荷载较小的建（构）筑物，膨胀土地基承载力可采用饱和状态下三轴不固结不排水剪切试验指标计算确定；

（4）膨胀岩土地基承载力可采用浸水载荷试验或天然状态单轴抗压强度计算确定；

（5）已有大量试验资料和工程经验的地区，可按当地经验确定，但荷载较大的主要建（构）筑物应采用浸水载荷试验结果验证。

（五）膨胀岩土地基的稳定性

1. 地基稳定性验算

位于坡地建设场地上的建（构）筑物地基稳定性，应按下列规定进行地基稳定性验算：

（1）土质较均匀时，膨胀土可按圆弧滑动法验算；

（2）土层较薄，土层与岩层间存在软弱层时，应取软弱层面为滑动面进行验算；

（3）层状构造的膨胀土，层面与坡面斜交，且交角小于45°时，应验算层面的稳定性。

2. 地基稳定性安全系数

膨胀岩土的地基稳定性安全系数可取1.2。验算时，应计算建（构）筑物和堆料的荷载、水平膨胀力，并应根据试验数据或当地经验计算削坡卸荷应力释放、土体吸水膨胀后强度衰减的影响。

第七节　盐　渍　土

盐渍土是盐土和碱土以及各种盐化、碱化地基土的总称。我国盐渍土主要分布在内陆干旱、半干旱地区，滨海地区也有分布。

盐渍土是当地下水沿土层的毛细水管升高至地表或接近地表，经蒸发作用水中盐分被析出并聚集于地表或地下土层中而形成的。由于气候干燥，内陆湖泊较多，在盆地到高山地区，多形成盐渍土。滨海地区，由于海水侵袭也常形成盐渍土。在平原地带，由于河床淤积或灌溉等原因也使土地发生次生盐渍化，形成盐渍土。

盐渍土物理力学性质通常很不稳定，对工程建筑有很大危害，盐渍土发育区的工程建筑容易出现沉陷、变形现象。

一、盐渍土的成因、类型及分布

（一）盐渍土的成因

盐渍土的成因与地基土的盐分补充、盐分迁移及建设工程所在地的自然条件等因素有着直接的联系。

盐渍土的成因大致有以下几种：

（1）含盐地表水造成；

（2）含盐地下水造成；

（3）海水造成；

（4）盐湖、沼泽退化生成；

（5）人类经济活动造成；

（6）其他成因，如生物积盐等。

（二）我国盐渍土的类型

1. 按分布区域分类

（1）滨海盐渍土。主要分布在我国的渤海沿岸、江苏北部等地区。

（2）内陆盐渍土。主要分布在我国的甘肃、青海、宁夏、新疆、内蒙古等地区，多以粗颗粒土为主。

（3）冲积平原盐渍土。主要分布在我国东北的松辽平原和山西、河南等地区，多以细粒土为主。

2. 按盐的化学成分分类

盐渍土按盐的化学成分分类见表3-41。

表3-41 盐渍土按盐的化学成分分类

盐渍土名称	$\frac{c(Cl^-)}{2c(SO_4^{2-})}$	$\frac{2c(CO_3^{2-})+c(HCO_3^-)}{c(Cl^-)+2c(SO_4^{2-})}$
氯盐渍土	＞2	—
亚氯盐渍土	＞1.0，≤2.0	—
亚硫酸盐渍土	＞0.3，≤1.0	—
硫酸盐渍土	≤0.3	—
碳酸（氢）盐渍土	—	＞0.3

注 $c(Cl^-)$为氯离子在100g土中所含毫摩尔数，其他离子同。

3. 按含盐量分类

盐渍土按含盐量分类见表3-42。

表3-42 盐渍土按含盐量分类

盐渍土名称	盐渍土层的平均含盐量（%）		
	氯盐渍土及亚氯盐渍土	硫酸盐渍土及亚硫酸盐渍土	碱性盐渍土
弱盐渍土	≥0.3，＜1.0	—	—
中盐渍土	≥1.0，＜5.0	≥0.3，＜2.0	≥0.3，＜1.0
强盐渍土	≥5.0，＜8.0	≥2.0，＜5.0	≥1.0，＜2.0
超盐渍土	≥8.0	≥5.0	≥2.0

4. 按盐的溶解度分类

盐渍土按盐的溶解度分类见表3-43。

表3-43 盐渍土按盐的溶解度分类

盐渍土名称	含盐成分	溶解度（%）（t=20℃）
易溶盐渍土	氯化钠（$NaCl$）、氯化钾（KCl）、氯化钙（$CaCl_2$）、硫酸钠（Na_2SO_4）、硫酸镁（$MgSO_4$）、碳酸钠（$NaCO_3$）、碳酸氢钠（$NaHCO_3$）等	9.6～42.7
中溶盐渍土	石膏（$CaSO_4\cdot 2H_2O$）、无水石膏（$CaSO_4$）	0.2
难溶盐渍土	碳酸钙（$CaCO_3$）、碳酸镁（$MgCO_3$）等	0.0014

（三）我国盐渍土的分布

盐渍土在世界各地均有分布。我国西北、华北、东北的西部、内蒙古河套地区以及东南沿海一带均有盐渍土分布。

1. 干旱、半干旱地区的盐渍土

分布在干旱、半干旱地区的盐渍土，地区气候干燥，地面蒸发强烈，毛细水所引起的积盐作用显著，不仅在地势低洼处广泛分布着盐渍土，地势较高的山前平原、古河阶地也常常有残余盐渍土存在。

2. 内陆地区盐渍土

内陆地区盐渍土分布广、含盐量高、类型繁多、成分复杂，其含盐量一般高达10%～20%，有的甚至超过50%，如青海柴达木盆地、新疆塔里木盆地的盐渍土。内陆地区盐渍土的盐分以氯盐、亚氯盐、硫酸盐及亚硫酸盐为主。

3. 滨海地区盐渍土

滨海地区由于长期受海水侵蚀作用，往往形成滨海盐渍土。

华南滨海地区地基土因淋溶作用强烈，含盐量较低，盐渍土分布面积小，以氯盐、亚硫酸盐为主。

华北、华东的滨海地区淋溶作用相对较弱，土层盐分淋失较少，含盐量较高，可达3%以上，盐分以氯盐为主。

二、盐渍土的工程特性

（一）盐渍土的力学特性

1. 压缩性

工程中，盐渍土的压缩性指标用压缩系数、压缩模量和变形模量来表示。压缩系数和压缩模量通过室内有侧限试验获得，变形模量通过现场载荷试验来确定。

我国内陆地区的盐渍土大多数处于干燥状态，且存在盐晶体的包裹、胶结或充填，天然条件下的压缩性都比较低。

盐渍土的压缩系数随着初始含水率的增大而增大，盐渍土地基一旦浸水，地基土中的盐类被溶解，从而变成一种新的软弱地基，压缩性极大，造成的工程危害也很大。

2. 抗剪强度

盐渍土的抗剪强度与其含盐量和含水量都有密切关系。

对于含氯盐为主的盐渍土，其抗剪强度随着含盐量的增加而下降，当土中的含盐量超过某一值时，抗剪强度则随着含盐量的增加而逐渐增大。

当含盐量一定时，盐渍土的抗剪强度与土中的含水量关系较大。当地下水位上升形成的毛细水上升高度变化或由于管道缓慢渗漏或因施工用水渗入地下造成土中的含水量增加，则抗剪强度下降；反之由于干旱等原因，地下水被蒸发，则抗剪强度增大。

（二）盐渍土的变形特征

1. 盐渍土的溶陷性

干燥和稍湿的盐渍土具有溶陷性，且盐渍土大都表现为自重溶陷。

盐渍土的溶陷性分为以下几种情况：

（1）溶陷变形。静水中的溶陷变形，当浸水时间不长，水量不多时，水使土中部分或全部结晶盐溶解，土的结构破坏，强度降低，土颗粒重新排列，空隙减小，产生溶陷。溶陷量的大小取决于浸水量，土中盐的性质、含量以及土的原始结构状态等。

（2）潜蚀变形。在浸水时间很长、浸水量很大而造成渗流的情况下，盐渍土中部分固体颗粒被水带走，产生潜蚀。潜蚀使盐渍土的孔隙增大，在土体自重和外部荷载的作用下产生溶陷变形，这部分变形称为潜蚀变形。

潜蚀变形是盐渍土地基与其他非盐渍土地基沉陷的本质区别，也是盐渍土地基溶陷的主要原因。盐渍土的潜蚀可分为以下两种：

1）化学潜蚀。化学潜蚀是由于土中的结晶盐被渗流的水溶解成盐溶液后，随着径流而被带走，只要有水源的补给，渗流不断，土中的固体结晶盐将不断地被溶解和排出，地基中潜蚀区将愈来愈大。

2）力学潜蚀。力学潜蚀是指地基土中的土颗粒被渗流的盐溶液带走的现象。

2. 盐渍土的盐胀性

盐渍土在温度或含水率发生变化时，产生隆起的特性称为盐渍土的盐胀性，又称膨胀性。

处于饱和状态的盐渍土，如沿海地区的盐渍土，不会产生盐胀现象；只有含水率较低的内陆盐渍土，在温度或含水率发生变化时才会产生膨胀。

电力工程中所遇到的盐渍土盐胀病害主要发生在一些轻型建（构）筑物中，如变电站构架、办公楼及围墙等。

（三）盐渍土的腐蚀性

盐渍土均具有腐蚀性。

（1）硫酸盐盐渍土具有较强的腐蚀性，当硫酸盐含量超过 1%时，对混凝土产生有害影响，对其他建筑材料也有不同程度的腐蚀作用。

（2）氯盐盐渍土具有一定的腐蚀性，当氯盐含量大于 4%时，对混凝土产生不良影响，对钢铁、木材、砖等建筑材料也具不同程度的腐蚀性。

（3）碳酸盐渍土对各种建筑材料也具有不同程度的腐蚀性。

（4）腐蚀的程度除与盐类的成分有关外，还与建筑结构所处的环境条件有关。

三、盐渍土地基的工程勘察

在盐渍土地区进行工程勘察时，首先要了解工程场地所在区的气候、水文地质及植被条件等，在查明微地貌形态、地表积盐等情况的基础上，开展针对性的工程勘察。

盐渍土作为一种特殊土，勘察内容既要满足一般地基土的勘察要求，又要考虑到它的特殊性。

（一）勘察季节及勘察内容

1. 勘察季节

盐渍土的含盐量及湿度是随季节而变化的。内陆地区表层积盐最显著的干旱季节是在秋季，该季节地表蒸发最强烈；最大天然湿度则发生在冬末春融时期。

评价盐渍土的性质和含盐量，应在干旱季节测定土的含盐量，在冬末春初测定土的天然湿度。

表 3-44 为新疆某火力发电厂不同季节地基土中易溶盐含量分布特征统计结果。

表 3-44 地基土不同时段易溶盐动态变化结果（总盐量） （%）

深度（m）	时间				
	2013 年 6 月	2013 年 8 月	2014 年 3 月	2014 年 8 月	2014 年 12 月
0.0～0.2			2.20	0.67	1.87
0.5～0.7	1.11	1.28	1.87	1.20	1.65
1.0～1.2	1.25	1.15	1.54	0.51	1.19
1.5～1.7	0.72	0.78	1.25	0.30	1.35
2.0～2.2	1.06	1.63	1.55	0.89	1.03

2. 勘察内容

对于盐渍土场地，应着重查明以下几个方面的内容：

（1）盐渍土的成因、分布范围和形成特点。

（2）含盐类型、化学成分、含盐量及其在地层中的分布形态。

（3）地层结构特征，地层的渗透性。

（4）地下水的类型、埋藏条件、补排条件及季节变化。

（5）溶蚀洞穴发育程度及其分布。

（6）工程场地植物生长状况。

（7）搜集气象、水文和毛细水上升高度等资料。

（8）调查当地工程经验。

（二）勘察方法及工作布置

1. 勘察方法

盐渍土地区主要通过钻探和井探揭示盐渍土平面和剖面的分布规律。通常情况下，井探对盐渍土中盐分的分布形态揭示更直观，但难以穿透盐渍土层的厚度；钻探可揭穿盐渍土地层的厚度，但是需要进行干钻作业，以便采取未被浸水的盐渍土试样。

盐渍土地区工程地质调查包括以下内容：

（1）地表形态调查。地表形态是一定盐渍化程度与类型的外表特征。氯盐盐渍土地表常常结成厚度几厘米至几十厘米的褐色坚硬盐壳，表面高低不平，波浪起伏；硫酸盐盐渍土因盐胀作用表面易形成厚度较薄的疏松层，呈白色粉末状；碱性盐渍土地表常有白

色的盐霜或结块，厚度较小，有咸味。根据盐渍土的地表形态，可大致判断盐渍土的类型及分布特征。

（2）地表植被调查。盐渍土地区的植物分布有一定规律，它能间接反映地基土盐渍化程度及盐渍土类型和分布等。我国西北地区盐渍土指示性植物有盐琐琐、甘草、白茨等，它们生长于疏松的硫酸盐盐渍土上；碱蓬、盐爪爪、芨芨草等生长在地下水埋藏较浅含盐量较高的氯盐渍土上。在盐渍土调查中，利用指示性植物，查明其区域分布规律及代表性植物，能大致了解当地盐渍土的性质和分布情况。

（3）地下水及毛细水调查。包括以下内容：

1）应查明地下水季节性变化幅度及有无逐年升高的可能性。

2）查明地下水的来源、含水层性质及厚度、化学成分及埋藏深度。

2. 野外工作布置

勘探点应根据建（构）筑物类别、地貌单元及盐渍土的分布状况布置。勘探线、点的间距应按 GB/T 50942《盐渍土地区建筑技术规范》的规定执行。勘探点的深度，以查明盐渍土层或至地下水位以下 2～3m 为宜。

勘探工作应以盐渍土场地复杂程度为依据划分的工程地质单元为准进行布置，布置要求如下：

（1）输电线路工程，每个工程地质单元内应不少于 3～6 个钻孔或探井。

（2）发电工程、变电站（换流站）等工程等应严格执行相关规范要求，按不同勘察阶段布置工作量，且勘探深度应揭穿盐渍土层厚度。当盐渍土场地比较复杂时，应布设至少 3 个点的现场浸水载荷试验。

3. 取样

盐渍土地区试样的采取宜在干燥的条件下进行。不扰动土样应从地表下 0.3m 处开始采取，取样间距参见表 3-45。

表 3-45　盐渍土地区试样取样间距

取样深度	取样间距
5m 内	0.5m
5～10m 内	1m
10m 以下	1.5～2.0m

4. 室内试验和现场试验

盐渍土地区的试验主要分为室内试验和现场试验。

（1）室内试验。主要包括地基土的易溶盐试验、溶陷试验、盐胀试验及击实试验等。

（2）现场试验。主要包括动力触探试验，地基土的渗透性、颗粒分析、含水率及浸水溶陷试验，盐胀试验及平板载荷试验等。

四、盐渍土地基的工程评价

（一）工程评价准则

（1）应考虑环境条件变化对盐渍土工程性质的影响。环境条件主要指建设项目所在地区的水文气象、地形地貌、场地积水、地下水水位、管道渗漏和开挖地下洞室等。

（2）应考虑地基土的含盐类型、含盐量和主要含盐矿物对岩土工程性质的影响。

（二）工程评价内容及方法

1. 溶陷性

盐渍土的溶陷性可用溶陷系数 δ 作为评价指标。

（1）溶陷性指标测定。

电力工程通常采用如下方法测定：

1）采用室内压缩试验。在一定压力 p 作用下，由式（3-6）确定溶陷系数 δ。

$$\delta=\frac{h_p-h_{p'}}{h_0} \tag{3-6}$$

式中 h_0——不扰动样的原始高度，mm；

h_p——压力 p 作用下变形稳定后土样的高度，mm；

$h_{p'}$——压力 p 作用下浸水溶滤变形稳定后土样高度，mm。

压力 p 应根据建筑场地地基承受的自重压力与附加压力的大小取值，电力工程溶陷性试验中压力 p 一般取 200kPa。

室内压缩试验宜用于土质比较均匀、不含粗砾、能采取不扰动样的黏性土、粉土和含黏粒的砂土。

2）采用现场浸水载荷试验。溶陷系数 δ 按式（3-7）计算。

$$\delta=\frac{\Delta s}{h} \tag{3-7}$$

式中 Δs——压力为 p 时浸水溶陷过程中所测得盐渍土层的溶陷量，mm；

h——压板下盐渍土浸润深度，mm。

压力 p 的取值同室内压缩试验，电力工程现场浸水载荷试验压力 p 一般取 200kPa。

现场浸水载荷试验适宜于各类土层，特别是无法采集到不扰动样的碎石类土。

（2）溶陷性判定。盐渍土的溶陷类型、溶陷等级可按表 3-46 和表 3-47 判定。

表 3-46　盐渍土溶陷类型判定

盐渍土分类	溶陷系数 δ
轻微溶陷性土	$0.01\leqslant\delta<0.03$
中等溶陷性土	$0.03\leqslant\delta<0.05$
强溶陷性土	$0.05\leqslant\delta$

表 3-47　　盐渍土地基的溶陷等级判定

溶陷等级	总溶陷量 s（mm）
弱溶陷（Ⅰ级）	$70<s\leqslant150$
中溶陷（Ⅱ级）	$150<s\leqslant400$
强溶陷（Ⅲ级）	$400<s$

2. 盐胀性

盐渍土的盐胀性常用盐胀率、盐胀量及盐胀力等几个指标来衡量。

盐胀率是土体吸水膨胀后所增加的体积与原干土样体积的百分比；盐胀量反映土体体积的增量。

盐胀力是盐渍土土体膨胀所产生的力在体积变化受到限制而不能自由膨胀时，转变为外力而对建（构）筑物产生破坏作用，这种力被称为盐胀力。工程中对这种力是较为关注的。建（构）筑物常常要限制地基的变形，如果膨胀压力过大，就会破坏建（构）筑物上部结构。

（1）盐胀性指标测定。

1）盐胀率（盐胀量）测定。盐渍土盐胀率的测定除现场试验测定外，还常利用膨胀仪进行无荷载作用下的膨胀试验，以评价土的膨胀势能。硫酸盐盐渍土土样进行试验时，应把试样置于低温室中，使土中的硫酸钠在温度变化条件下结晶膨胀。

2）盐胀力的测试。盐渍土盐胀力的测定分室内试验和现场试验两种，现场测定由于受测试季节、测试仪器、测试费用等的限制，很难实施，目前常在压缩仪中进行试验。与盐胀测量定一样，在测定硫酸盐盐渍土的盐胀力时，需在低温室中温度不断变化的条件下进行。

（2）盐胀性判定。盐渍土的盐胀类别、盐胀等级可按表 3-48 和表 3-49 判定。

表 3-48　　盐渍土盐胀类别判定

指标	非盐胀性	弱盐胀性	中盐胀性	强盐胀性
盐胀系数 η	$\eta\leqslant0.01$	$0.01<\eta\leqslant0.02$	$0.02<\eta\leqslant0.4$	$0.4<\eta$
硫酸钠含量 w（%）	$w\leqslant0.5$	$0.05<w\leqslant1.2$	$1.2<w\leqslant2$	$2<w$

表 3-49　　盐渍土盐胀等级判定

盐胀等级	总盐胀量 s	
	道路（mm）	建（构）筑物（mm）
弱盐胀，Ⅰ级	$2<s\leqslant6$	$3<s\leqslant7$
中盐胀，Ⅱ级	$6<s\leqslant12$	$7<s\leqslant15$
强盐胀，Ⅲ级	$s>12$	$s>15$

3. 腐蚀性

盐渍土的腐蚀性强弱取决于许多因素。在盐渍土地区进行工程建设，首先应查清腐蚀性的主要因素，并对其腐蚀性做出确切评价。盐渍土对混凝土结构、钢筋混凝土结构中的钢筋、钢结构的腐蚀性评价应符合现行国家标准 GB 50021《岩土工程勘察规范》的规定。

4. 地基承载力

盐渍土在干燥状态时，表现为强度较高、地基承载力较大；在浸水状态下，表现为强度和地基承载力迅速降低，压缩性增大。土的含盐量越高，水对强度和承载力的影响越大。

对于缺乏地区经验的岩土工程，盐渍土的承载力应采用载荷试验确定；对有浸水可能的建（构）筑物地基，应采用浸水载荷试验确定。

五、盐渍土的地基处理

（一）防止盐渍土地基盐胀的常用处理方法

1. 化学方法

在盐渍土地基中掺入氯盐，使硫酸盐结晶析出，在地基表面形成盐壳，去除盐壳后，地基中的硫酸盐含量降低，地基的膨胀量也随之减小。

2. 设置变形缓冲层

在盐渍土地基上设一层 20cm 左右厚的大粒径卵石，使盐胀变形得到缓冲，减少对建（构）筑物的破坏。

3. 设置地面隔热层

根据盐渍土地基的盐胀机理，如果地温变化不超过一定的值，盐渍土不会产生盐胀现象，所以在地面设置隔热层，使得地温变化符合此要求，就可以达到消除盐渍土地基盐胀的目的。

4. 换土垫层法

当硫酸盐盐渍土厚度不大时，可把盐渍土层挖除，然后回填不含盐分的砂石、灰土等替换盐渍土层，这样就可消除盐渍土地基的盐胀性影响。

上述几种防盐胀的方法中，设置变形缓冲层法在输电线路工程中较多应用，换土垫层法多应用于火力发电厂和变电站工程，化学方法和设置地面隔热层在电力工程很少用到。

（二）减小盐渍土地基溶陷的处理方法

目前电力工程常见的溶陷性处理方法主要以换土垫层法和桩基础法为主。

1. 换土垫层法

把盐渍土层挖除，如果盐渍土较薄，可全部挖除，然后回填不含盐分的砂石、灰土等替换盐渍土层，分层压实。该方法可消除部分或完全消除盐渍土地基的溶陷性，减小地基的变形，提高地基的承载力。

这种方法主要用来处理溶陷系数较高，但厚度较薄的盐渍土地基。对于盐渍土层较厚的地基，采用此种方法造价太高，不经济。

2. 桩基础法

当盐渍土层较厚、含盐量较高时，在盐渍土地基中采用刚性桩基础，比如打入式预制钢筋混凝土桩、钻孔灌注桩、挖孔灌注桩或墩基础，与桩周围的盐渍土形成复合地基。

桩基础法适合在地下水位埋深较深的非饱和盐渍土地基中使用，若应用在水位较浅的饱和盐渍土地基中时，应进行现场试验。

第八节 多 年 冻 土

一、我国多年冻土的分布

我国是世界上主要的多年冻土国家之一，多年冻土面积约 215 万 km^2。多年冻土主要分布在我国东北高纬度地区的大、小兴安岭，西部高海拔的青藏高原以及祁连山、天山等地区。多年冻土以大片连续多年冻土、大片岛状多年冻土、山地多年冻土为主。

高海拔多年冻土主要分布在青藏高原，高纬度多年冻土主要分布在东北的大、小兴安岭地区，高山多年冻土主要分布在祁连山、天山、阿尔泰山等高海拔山系地区。

二、冻土的分类

1. 冻土按冻结状态持续时间分类

根据冻土冻结状态持续时间的长短，我国冻土类型可分为多年冻土、隔年冻土和季节冻土，见表 3-50。

表 3-50 冻土按冻结状态持续时间分类

冻结类型	持续时间 T	地面温度特征	冻融特征
多年冻土	$T \geq 2$ 年	年平均地面温度 $t \leq 0℃$	季节融化
隔年冻土	2 年 $> T > 1$ 年	最低月平均地面温度 $t \leq 0℃$	季节冻结
季节冻土	$T < 1$ 年	最低月平均地面温度 $t \leq 0℃$	季节冻结

2. 多年冻土按含冰量分类

根据冻土体积含冰量，多年冻土可分为少冰冻土、多冰冻土、富冰冻土、饱冰冻土及含土冰层。各类别冻土的特征见表 3-51。

3. 多年冻土按所处海拔高度、纬度及分布特点分类

根据多年冻土所处的海拔高度、纬度及分布特点，我国的多年冻土类型主要有高海拔多年冻土、高纬度多年冻土及高山多年冻土。

三、多年冻土的工程性质

(一) 冻土的物理性质

冻土的物理性质可用冻土的物理特征指标和冻土的物理状态指标表示。

表 3-51 多年冻土按含冰量分类及特征

冻土名称	体积含冰量 i_v	粗粒土		黏性土	
		冻结状态特征	融化过程特征	冻结状态特征	融化过程特征
少冰冻土	$i_v < 25$	整体状构造，结构较为紧密，仅在孔隙中有冰晶存在	融化过程中土的结构没有变化	整体状冻土构造，肉眼看不见冰层，多数小冰晶在放大镜下可见	融化过程中土的结构没有变化，没有渗水现象
多冰冻土	$25 \leq i_v < 40$	有较多冰晶充填在孔隙中，偶尔可见薄冰层及冰包裹体	融化后产生的密实作用不大，结构外形基本不变，有明显渗水现象	以整体状冻土构造为主，偶尔可见微冰透镜体或小的粒状冰	融化过程中土的结构形态基本不变，但体积有缩小现象，并有少量渗水现象
富冰冻土	$40 \leq i_v < 60$	除孔隙被冰充填满外，可见冰晶将矿物颗粒包裹，使卵砾石相互隔离或可见较多的冰透镜体	融化过程中发生明显的密实作用，并有大量水分外渗，土表面可见水层	以层状冻土构造为主，冻土中可见分布不均匀的冰透镜体和薄冰层	融化过程中有明显的密实作用，并有较多水分渗出
饱冰冻土	$60 \leq i_v < 80$	卵砾石颗粒基本为冰晶所包裹或存在大量的冰透镜体	融化过程中冻土构造破坏，水土（石）产生密实作用，最后水土（石）界限分明	以层状、网状冻土构造为主，在空间上冰、土普遍相隔分布	融化中即失去原来结构，发生崩塌，呈流动状态。在容器中融化后水土界限分明
含土冰层	$80 \leq i_v < 100$	冰体积大于土颗粒的体积	融化后，水土（石）分离，上部可见水层	以中厚层状、网状构造为主，冰体积大于土的体积	融化后完全呈流动体

1. 冻土的物理特征指标

冻土的物理特征指标是指冻土的容重、总含水率、未冻水含量、比重、孔隙率等。其中，含水率是决定冻土物理特性的主要因素。

2. 冻土的物理状态指标

冻土的物理状态指标是指冻土的特征温度，即决定冻土热稳定性和变形特性的地温特征值，包括起始冻结温度（土冻、融化状态转换温度）和多年冻土的特征地温（年平均地温、上限处地温的年平均值等）。

3. 冻土的基本物理指标

对于四相体系的冻土地基，工程中至少应测定的基本物理指标有矿物颗粒比重γ_0、冻土的天然容重γ、冻土的总含水率w_c、冻土的未冻水含量w_h。

（二）冻土的融沉性

冻土融化过程中，在自重压密作用下会不断产生排水固结下沉，即冻土的融沉性。

冻土的融沉性与冻土的粒度成分、含冰量、密度、孔隙水的消散等条件有关。大量室内外试验结果表明，不论何种土质，在允许自由排水条件下，冻土融沉系数随冻土含水量的增加而急剧地增加，而且随着冻土干密度的增大而减小。在相同的含水状况下，冻结粉质黏土的融沉性最强，粉土和细砂次之，砾石土最小。对于粗粒土来说，土中粉黏粒含量小于或等于12%时，融沉性一般变化不大，当粉黏粒含量大于12%时，融沉性则随粉黏粒含量的增加而急剧增大。

（三）冻土的冻胀性

随着多年冻土季节融化层冻结过程而发生土中水分冻结，产生土体体积膨胀的现象即为冻胀性。它取决于土体的粒度成分、矿物成分、含水量、冻结条件等。冻胀的主要表现是土层不均匀升高，当地基土产生冻胀时会导致建（构）筑物破损或功能失效。

冻土的冻胀性大小由土体原有孔隙水及迁移来水分冻结成冰情况所决定。

四、多年冻土地基的勘察

（一）多年冻土区的勘察方法

多年冻土区的勘察方法主要有工程地质测绘与调查、钻（槽）探及工程物探方法。

多年冻土区常见的钻（槽）探方法较多，见表3-52。

表3-52 多年冻土区常用的钻（槽）探方法

种类	主要优缺点	适用条件
锥探	轻便、效率高、能取出少量土样，2～3人操作	黏性土、砂类土及小碎石类细颗粒土、砂，用以查明冻融界面
插探	极轻便，1人操作，凭手感判断地层及冻土状况	沼泽湿地，黏性土，细砂类土，用以查明冻融界面
钎探	可钻3m深，用以辅助上述2种方法配合使用	可钻到较硬的地层及高温多年冻土层内一定深度处，打孔后可进行测温
小型钻机	动力小，能钻10～20m，能取样，需3～5人操作	在冻土、融土层内均可施钻，应用范围广，取出岩芯较完整，是冻土区普遍使用的钻探工具

工程物探方法主要有四极电测深法、面波法、高密度电阻率法及地质雷达法等。一般情况下，确定多年冻土上限时，四极电测深法、面波法、高密度电阻率法、地质雷达法等方法效果都较好。确定冻土区冰层厚度时，地质雷达法、高密度电阻率法比较好。在进行冻土区地层划分时，则地质雷达法和面波法效果较好。

（二）勘察季节

1. 钻（槽）探测试季节

查明冻结作用形成的不良冻土现象的发生、发展及分布规律的调查和勘探，宜在其发育期1月中下旬至2月进行。

查明融化作用形成的不良冻土现象的发生、发展及分布规律的调查和勘探，宜在7～9月进行。

查明多年冻土上限埋深及工程特性的勘探宜在9～10月进行。

季节冻土区查明最大冻结深度的时段应选择在1月中下旬至2月初进行。

2. 工程物探测试季节

每年的10月中下旬到来年的3月是多年冻土的封冻期。由于地表冻结，形成一个高阻屏蔽层，如果进行直流电法勘探，由于接地电阻太大，电流无法穿透地层，不能达到好的测试效果。因此在封冻期，即10月中下旬到来年3月，不应采取直流电法（四极电测深法、高密度电阻率法）。对于面波法及地质雷达法而言，地层的冻结对面波及电磁波的吸收相对较弱，穿透能力增强，从而形成了对面波及地质雷达方法有利的测试条件，但在这个季节面波法应注意检波器的埋设，最好先用钢钎打孔然后埋置检波器。

每年的4～9月，为融化层的消融期，随着地表季节性冻土的消融，形成相对较好的接地条件。电法勘探接地电阻较小，电流穿透能力显著增大，可采用四极电测探法、面波法、高密度电阻率法。对于地质雷达法而言，探测深度会因为表层冻土的消融，使表层含水量增加，导致介质对电磁波的吸收能力增强，从而引起探测深度明显下降，因此如果地表有明显的消融积水则地质雷达法不适用。

（三）勘察内容

冻土地区勘察主要内容如下：

（1）冻土类别。一般情况下，地基土颗粒较粗、地表裸露、水系格局不发达的区段，冻土含冰量比较低，以少冰冻土和多冰冻土常见，冻融病害较少。而地基土颗粒较细、地表植被较好、水系格局发达以及河流阶地地段冻土含冰量较高，多以富冰冻土和饱冰冻土为主，是冻融病害的多发区。

（2）冻土年平均地温。

（3）多年冻土上限及上限附近地下冰的分布。

（4）不良冻土现象的类型及发育条件。

冻土区不良冻土现象见表3-53。

表3-53 冻土区不良冻土现象

类型	不良冻土现象
冻胀作用	冻胀丘、冰锥、冻胀草丘及泥炭丘
热融作用	热融滑塌、热融洼地、热融湖塘和融冻泥流
冻融分选作用	多边形、石环、石海、冻胀斑土和斑状植被
寒冻风化和风蚀作用	活动性沙丘和半固定山丘

（四）勘察工作布置

火力发电厂、变电站（换流站）、架空输电线路工程勘察工作量的布置应满足GB 50324《冻土工程地质勘察规范》的要求。

1. 输电线路工程勘察工作布置

输电线路工程沿线冻土勘察测试工作量的布置，大致可分两类地区进行：

（1）第一类地区：冻土工程地质条件基本明确且一致性较好，塔基形式也基本一致的地区，主要包括冻土工程地质条件较好地段及工程地质条件较差地段。对于这些地段勘探测试过程中，不必进行逐基勘探，可通过区段内工程地质条件的相似性而进行综合界定。

（2）第二类地区：冻土工程地质变化复杂地段，这些地段主要包括山前缓坡、丘陵地带、植被发育地带、冻融过渡段等。进行冻土工程地质条件认识的过程中经常需要配合工程物探和钻探工作逐基或隔基勘察。

2. 厂（站）址区勘察工作布置

火力发电厂、变电站（换流站）等工程厂（站）址区勘察工作量可按以下布置勘察工作：

（1）厂（站）址区勘探点的布置和间距，除满足一般地区勘察要求外，尚应适当加密。

（2）勘探孔的深度应满足下列要求：

1）对保持冻结状态设计的地基，不应小于基础底面以下2倍基础宽度。对桩基础应超过桩端以下3～5m。

2）对逐渐融化状态和预先融化状态设计的地基，应符合非冻土地基的要求。

3）勘探孔的深度应超过多年冻土上限深度的1.5倍。

4）在多年冻土的不稳定地带，应查明多年冻土下限深度。当地基为饱冰冻土或含冰土层时，应穿透该层。

（五）取样

冻土区取样应符合以下要求：

（1）根据工程需要及冻土试验目的和要求，冻土取样可分三类（表3-54）。

表3-54 冻土试样类别划分

试样类别	冻融及扰动程度	试验内容
Ⅰ	保持天然冻结状态	土类定名、冻土物理、力学性质试验
Ⅱ	保持天然含水量并允许融化	土类定名、含水量、土的密度
Ⅲ	不受冻融影响并已扰动	土类定名、土的密度

（2）冻土土样取样间隔见表3-55。

表3-55 冻土试样取样间隔

冻土深度		取样间隔
季节融化层	0～1.0m	每0.3m取一个样
	在1.0m以下	每隔0.5m取一个样
多年冻土上限附近范围内		每隔0.2～0.3m取一个样
多年冻土层内在含冰量变化层位取样		每一土层均需取一个土样
当土层厚度大于2m时		应在上、中、下三个部位分别取样

（3）测定冻土热学及力学指标时，为保证试样质量，不得从爆破的碎土块中取样，应从探坑或探槽壁取样。

（4）对于保持冻结状态的土样，宜就近进行试验（如在夜间低温条件下或附近的冷库内）。如无现场试验条件时，应尽量缩短时间，采用冰柜或干冰保持土样冻结状态下迅速运到专门的冷冻试验室进行试验。

（5）保持天然含水率并允许融化的土样，应在取样后立即进行妥善密封、编号和称重并在运输过程中避免振动。对于融化后易振动液化和水分离析的土样，宜在现场进行试验。

（六）试验

冻土试验包括室内试验和原位现场试验。

1. 室内试验

室内试验主要包括以下内容：

（1）冻土物理性质试验。包括粒度成分、总含水率、液限、塑限、比重、天然密度、含冰量或未冻水含量、盐渍度、有机质含量。

（2）冻土热学性质试验。包括土的骨架比热、土的冻结和融化状态下的导热系数。

（3）冻土中水化学性质试验。包括土壤水和地下水的化学成分。

（4）冻土力学性质试验。包括冻胀力、土的冻结强度、抗剪强度、抗压强度、冻胀性、冻土的融化下沉系数和融化后体积压缩系数。

2. 原位现场试验

原位现场试验主要包括地温观测、多年冻土上限测定、载荷试验、桩基础静载试验、波速试验、融化压缩试验、冻胀力试验。

五、多年冻土地基的工程评价

（一）融沉性评价

1. 融沉系数

多年冻土的融陷性主要依据融沉系数来判定。融沉系数可按式（3-8）计算：

$$\delta_0=\frac{h_1-h_2}{h_1}=\frac{e_1-e_2}{1+e_1}\times 100(\%) \qquad (3\text{-}8)$$

式中 h_1——冻土试样融化前的高度，mm；

h_2——冻土试样融化后的高度，m；

e_1——冻土试样融化前的孔隙比；

e_2——冻土试样融化后的孔隙比。

2. 融沉等级

多年冻土融沉性评价时，根据融沉系数δ_0的大小，多年冻土的融沉性可分为不融沉、弱融沉、融沉、强融沉和融陷五级。多年冻土分类按表3-56确定。

（二）冻胀性评价

1. 平均冻胀率

多年冻土的冻胀性主要依据平均冻胀率来判定。冻土层的平均冻胀率η可按式（3-9）计算：

$$\eta=\frac{\Delta_z}{z_d}\times 100(\%) \qquad (3\text{-}9)$$

$$z_d=h-\Delta_z$$

式中 Δ_z——地表冻胀量，mm；

z_d——设计冻深，mm；

h——冻层厚度，mm。

2. 冻胀等级

根据冻土的冻胀率η的大小，多年冻土的冻胀性可分为不冻胀、弱冻胀、冻胀、强冻胀和特强冻胀五级。多年冻土冻胀性分类见表3-57。

3. 冻胀力

冻胀力作用下基础稳定性验算的冻胀力应由试验确定，当无条件时，切向冻胀力标准值可按表3-58选用，水平冻胀力标准值可按表3-59选用。

（三）冻土地基承载力

冻土作为建（构）筑物地基，在冻结状态时，具有较高的强度和较低的压缩性或不具压缩性。但冻土融化后则地基强度大为降低，压缩性急剧增高，使地基产生融沉。相反，在冻结过程中又产生冻胀，对地基均为不利。

冻土的冻胀和融沉与土的颗粒大小及含水量有关，一般土颗粒愈粗，含水量愈小，土的冻胀和融沉性愈小，反之则愈大。

当冻土地基承载力无实测资料时，可参照表3-60取值。

当冻土桩基础承载力参数无实测资料时，可按表3-61、表3-62取值。

表3-56 多年冻土融沉性分级

土的名称	总含水率w（%）	平均融沉系数δ_0（%）	融沉等级	融沉类别
碎（卵）石，砾砂、粗砂、中砂（粒径小于0.075mm的颗粒含量均不大于15%）	$w<10$	$\delta_0\leqslant 1$	Ⅰ	不融沉
	$w\geqslant 10$	$1<\delta_0\leqslant 3$	Ⅱ	弱融沉
碎（卵）石，砾砂、粗砂、中砂（粒径小于0.075mm的颗粒含量均大于15%）	$w<12$	$\delta_0\leqslant 1$	Ⅰ	不融沉
	$12\leqslant w<15$	$1<\delta_0\leqslant 3$	Ⅱ	弱融沉
碎（卵）石，砾砂、粗砂、中砂（粒径小于0.075mm的颗粒含量均大于15%）	$15\leqslant w<25$	$3<\delta_0\leqslant 10$	Ⅲ	融沉
	$w\geqslant 25$	$10<\delta_0\leqslant 25$	Ⅳ	强融沉
粉砂、细砂	$w<14$	$\delta_0\leqslant 1$	Ⅰ	不融沉
	$14\leqslant w<18$	$1<\delta_0\leqslant 3$	Ⅱ	弱融沉
	$18\leqslant w<28$	$3<\delta_0\leqslant 10$	Ⅲ	融沉
	$w\geqslant 28$	$10<\delta_0\leqslant 25$	Ⅳ	强融沉
粉土	$w<17$	$\delta_0\leqslant 1$	Ⅰ	不融沉
	$17\leqslant w<21$	$1<\delta_0\leqslant 3$	Ⅱ	弱融沉
	$21\leqslant w<32$	$3<\delta_0\leqslant 10$	Ⅲ	融沉
	$w\geqslant 32$	$10<\delta_0\leqslant 25$	Ⅳ	强融沉

续表

土的名称	总含水率 w（%）	平均融沉系数 δ_0（%）	融沉等级	融沉类别
黏性土	$w<w_p$	$\delta_0 \leqslant 1$	I	不融沉
	$w_p \leqslant w < w_p+4$	$1<\delta_0 \leqslant 3$	II	弱融沉
	$w_p+4 \leqslant w < w_p+15$	$3<\delta_0 \leqslant 10$	III	融沉
	$w_p+15 \leqslant w < w_p+35$	$10<\delta_0 \leqslant 25$	IV	强融沉
含土冰层	$w \geqslant w_p+35$	$\delta_0>25$	V	融陷

注 1. w 为总含水率（%），包括冰和未冻水；w_p 为塑限。

2. 盐渍化冻土、泥炭化冻土、腐殖土、高塑性黏土不在表列。

3. 粗颗粒土用起始融化下沉含水率代替塑限 w_p。

表 3-57　　冻土层的冻胀性分类

土的名称及代号	冻前天然含水率 w（%）	冻前地下水位距设计冻深的最小距离 h_w（m）	平均冻胀率 η（%）	冻胀等级	冻胀类别
碎（卵）石，砾砂、粗砂、中砂（粒径小于0.075mm 的颗粒含量均不大于 15%），细砂（粒径小于 0.075mm 的颗粒含量不大于 10%）	不饱和	不考虑	$\eta \leqslant 1$	I	不冻胀
	饱和含水	无隔水层时	$1<\eta \leqslant 3.5$	I	弱冻胀
	饱和含水	有隔水层时	$\eta>3.5$	II	冻胀
碎（卵）石，砾砂、粗砂、中砂（粒径小于0.075mm 的颗粒含量均大于 15%），细砂（粒径小于 0.075mm 的颗粒含量大于 10%）	$w \leqslant 12$	>1.0	$\eta \leqslant 1$	I	不冻胀
		$\leqslant 1.0$	$1<\eta \leqslant 3.5$	I	弱冻胀
	$12<w \leqslant 18$	>1.0			
		$\leqslant 1.0$	$3.5<\eta \leqslant 6$	II	冻胀
	$w>18$	>0.5			
		$\leqslant 0.5$	$6<\eta \leqslant 12$	V	强冻胀
粉砂	$w \leqslant 14$	>1.0	$\eta \leqslant 1$	I	不冻胀
		$\leqslant 1.0$	$1<\eta \leqslant 3.5$	I	弱冻胀
	$14<w \leqslant 19$	>1.0			
		$\leqslant 1.0$	$3.5<\eta \leqslant 6$	II	冻胀
	$19<w \leqslant 23$	>1.0			
		$\leqslant 1.0$	$6<\eta \leqslant 12$	V	强冻胀
	$w>23$	不考虑	$\eta>12$		特强冻胀
粉土	$w \leqslant 19$	>1.5	$\eta \leqslant 1$	I	不冻胀
		$\leqslant 1.5$	$1<\eta \leqslant 3.5$	I	弱冻胀
	$19<w \leqslant 22$	>1.5			
		$\leqslant 1.5$	$3.5<\eta \leqslant 6$	II	冻胀
	$22<w \leqslant 26$	>1.5			
		$\leqslant 1.5$	$6<\eta \leqslant 12$	V	强冻胀
	$26<w \leqslant 30$	>1.5			
		$\leqslant 1.5$	$\eta>12$		特强冻胀
	$w>30$	不考虑			
黏性土	$w \leqslant w_p+2$	>2.0	$\eta \leqslant 1$	I	不冻胀

续表

土的名称及代号	冻前天然含水率 w（%）	冻前地下水位距设计冻深的最小距离 h_w（m）	平均冻胀率 η（%）	冻胀等级	冻胀类别
黏性土	$w \leqslant w_p+2$	≤2.0	$1<\eta\leqslant 3.5$	I	弱冻胀
	$w_p+2<w\leqslant w_p+5$	>2.0			
		≤2.0	$3.5<\eta\leqslant 6$	III	冻胀
	$w_p+5<w\leqslant w_p+9$	>2.0			
		≤2.0	$6<\eta\leqslant 12$	V	强冻胀
	$w_p+9<w\leqslant w_p+15$	>2.0			
		≤2.0	$\eta>12$		特强冻胀
	$w>w_p+15$	不考虑			

注 1. w_p 为塑限，w 为冻前天然含水率在冻层内的平均值（%）；
2. 盐渍化冻土不在表列；
3. 塑性指数大于 22 时，冻胀性降低一级；
4. 粒径小于 0.005mm 的颗粒含量大于 60%时，为不冻胀土；
5. 当碎石类土的填充物大于全部质量的 40%时，其冻胀性按填充物土的类别判定；
6. 隔水层指季节冻结、季节融化活动层内的隔水层；
7. 对冻胀变形敏感的工程尚应分析冻胀类别为“不冻胀”土的微冻胀性对工程的影响。

表 3-58　切向冻胀力标准值 τ_d

冻胀类别	弱冻胀土	冻胀土	强冻胀土	特强冻胀土
单位切向冻胀力（kPa）	$30\leqslant\tau_d\leqslant 60$	$60<\tau_d\leqslant 80$	$80<\tau_d\leqslant 120$	$120<\tau_d\leqslant 150$

表 3-59　水平冻胀力标准值 σ_h

冻胀等级	不冻胀	弱冻胀	冻胀	强冻胀	特强冻胀
冻胀率 η（%）	$\eta\leqslant 1$	$1<\eta\leqslant 3.5$	$3.5<\eta\leqslant 6$	$6<\eta\leqslant 12$	$\eta>12$
水平冻胀力（kPa）	$\sigma_h<15$	$15\leqslant\sigma_h<70$	$70\leqslant\sigma_h<120$	$120\leqslant\sigma_h<200$	$\sigma\geqslant 200$

表 3-60　冻土承载力特征值 f_a　（kPa）

土的名称	土温（℃）					
	−0.5	−1.0	−1.5	−2.0	−2.5	−3.0
碎砾石类土	800	1000	1200	1400	1600	1800
砾砂、粗砂	650	800	950	1100	1250	1400
中砂、细砂、粉砂	500	650	800	950	1100	1250
黏土、粉质黏土、粉土	400	500	600	700	800	900
含冰土层	100	150	200	250	300	350

注 1. 冻土“极限承载力”按表数值乘以 2。
2. 表中数值适用于本书“多年冻土的融沉性分级表 3-56”中 I 、II、III类的冻土工程类型。
3. 冻土含水率属于本书表 3-56 中IV类时，黏性土取值乘以 0.8～0.6，含水率接近III类取值乘以 0.8，接近V类取值乘以 0.6，中间取中值。块卵石土、碎砾石土和砂土取值乘以 0.6～0.4，含水率接近III类取值乘以 0.6，接近V类取值乘以 0.4，中间取中值。
4. 含土冰层指包裹冰含率为 0.4～0.6。
5. 含水率小于或等于未冻水率，按不冻土取值。
6. 表中温度是使用期间基础底面下的最高温度。
7. 本表不适用于盐渍化冻土、冻结泥炭化土。

表 3-61　　桩端冻土端阻力特征值　　（kPa）

土含冰量	土名	桩沉入深度（m）	土温（℃）					
			-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0	-3.5
<0.2	碎石土	任意深度	3500	4000	4300	4500	4800	5300
	粗砂、中砂	任意深度	2100	2400	2500	2700	2800	3100
	细砂、粉砂	3～5	1400	1500	1700	1900	1900	2000
		10	1650	1750	2000	2100	2200	2300
		15 及 15 以上	1800	1900	2200	2300	2400	2500
	粉土	3～5	1100	1200	1300	1400	1500	1700
		10	1250	1350	1450	1600	1700	1900
		15 及 15 以上	1400	1500	1600	1800	1900	2100
	粉质黏土及黏土	3～5	850	950	1100	1200	1300	1400
		10	950	1100	1250	1350	1450	1600
		15 及 15 以上	1100	1250	1400	1500	1600	1800
0.2～0.4	上述各类土	3～5	600	750	850	950	1000	1100
		10	700	800	900	1000	1050	1150
		15 及 15 以上	750	850	950	1050	1100	1300

表 3-62　　冻土与基础间的冻结强度特征值 f_{ak}　　（kPa）

融沉等级		温度（℃）				
		-1.0	-1.5	-2.0	-2.5	-3.0
粉土、黏性土	Ⅲ	85	115	145	170	200
	Ⅱ	60	80	100	120	140
	Ⅰ、Ⅳ	40	60	70	85	100
	Ⅴ	30	40	50	55	65
砂土	Ⅲ	100	130	165	200	230
	Ⅱ	80	100	130	155	180
	Ⅰ、Ⅳ	50	70	85	100	115
	Ⅴ	30	35	40	50	60
砾石土（粒径小于 0.075mm 的颗粒含量小于或等于 10%）	Ⅲ	80	100	130	155	180
	Ⅱ	60	80	100	120	135
	Ⅰ、Ⅳ	50	60	70	85	95
	Ⅴ	30	40	45	55	65
砾石土（粒径小于 0.075mm 的颗粒含量大于 10%）	Ⅲ	85	115	150	170	200
	Ⅱ	70	90	115	140	160
	Ⅰ、Ⅳ	50	70	85	95	115
	Ⅴ	30	35	45	55	60

注 1. Ⅰ类、Ⅱ类、Ⅲ类、Ⅳ类、Ⅴ类含水率的判别可按 GB 50324《冻土工程地质勘察规范》的相关规定确定；
2. 插入桩侧面冻结强度按Ⅳ类土取值。

六、多年冻土的地基处理

（一）常用的基础类型

多年冻土区目前建设的电力工程多以输电线路为主，根据目前已有工程的经验，桩基础和锥柱基础是两种比较常用的基础类型。

1. 桩基础

多年冻土区桩基础主要采用钻孔灌注桩和钻孔插入桩，一般适用于河流融区和热融湖塘等存在热源的地区。

由于钻孔灌注桩现场灌注对地表冻土环境破坏大，工程设计与施工中应尽可能减少地基土热扰动，缩短冻土回冻时间等。钻孔插入桩适用于低温稳定的高含冰量冻土区。

2. 锥柱基础

锥柱基础适用于季节性冻土区、低含冰量的多年冻土区、地下冰分布均匀的富冰冻土粗粒土地段地基。

由于该类基础采取大开挖的工艺，容易破坏冻土环境，对冻土产生大的热侵蚀作用，而且现场人工劳动强度大，因而建议多用于地下冰分布均匀的少冰、富冰多年冻土区或者季节性冻土和多年冻土融区。

（二）地基处理措施

1. 换填法

换填法是基础开挖后用非冻胀性或弱冻胀性土换填。换填料主要是砂砾石，但必须保证砂砾石中粉黏粒（粒径小于 0.0074mm）含量小于 12%，且使砂砾石中的水分在冻结期间能排出去。换填深度不小于最大冻结深度的 80%，一般需要在基础侧壁换填 0.3～0.5m 左右。

2. 桩基础穿透法

桩基础穿透法是指基础埋入多年冻土上限以下较大深度，增强结构抗冻融稳定性的措施。主要以深基础、锚固基础（深桩基础、各种扩大基础）为主的不允许冻胀变形建（构）筑物和以柔性结构、加强基础或上部结构的刚度或整体性以及合理分割结构与设置变形缝为主的允许冻胀变形建（构）筑物。

3. 防隔截排水

降低地下水位和季节冻土层范围内土体的含水量，引走、隔断外部水补给来源和排除地表水，以避免基础侧、底部积水。通常采用地表排水沟、挡水埝或基础底面设排水管，将地表水或地下水排走。

4. 保温

在基础底部或四周设置隔热层、保温层、增大热阻，以推迟地基土的冻结，提高土中温度，降低冻结深度，进而起到防止冻胀的目的。

第九节 风化岩和残积土

一、风化岩和残积土的形成和类别划分

岩石的风化作用是指岩石在太阳辐射、大气、水及生物接触过程中产生物理、化学变化而在原地形成堆积物的过程。

岩石在风化作用下，其结构、成分和性质会发生不同程度的变化。当岩石风化不完全时，风化产物仍保留一部分原岩性质，称为风化岩。当岩石风化完全，风化产物呈（砂）土状，已基本没有原岩性质保留，此时将未经搬运作用的风化产物称为残积土。

风化作用机理比较复杂，但其影响一般从地表向深部逐渐减弱，越靠近地表的岩石遭受太阳辐射、大气、水和生物的作用越强烈，沿岩体结构面向内部纵深发展，向深部逐渐减弱，直至新鲜岩组。岩石风化常呈分带性。根据岩石风化程度和岩体物理力学性质的差异，从地表到深部可将岩体划分为全风化、强风化、中等风化、微风化、未风化等不同的风化带。

风化带的划分体现了岩石结构的变化、矿物的蚀变程度、岩体力学性质的变化，以及岩体裂隙发育程度、岩体完整性的变化。

岩石风化程度，除按野外特征和定量指标划分外，也可根据当地经验划分。根据工程实践，泥岩和半成岩可不划分风化带。花岗岩残积土与风化岩可采用标准贯入试验划分，见表 3-63。

表 3-63 花岗岩残积土与风化岩的划分

标准贯入试验锤击数 N（击）	花岗岩残积土与风化岩划分
$N<30$	残积土
$50>N\geqslant 30$	全风化
$N\geqslant 50$	强风化

二、风化岩和残积土的工程特性

一般而言，新鲜岩石的工程性质较为优良，但新鲜岩石在风化作用下逐渐风化成风化岩和残积土后，会出现工程性质弱化与复杂化的现象，表现为以下一系列工程特性。

1. 岩体风化带的连续性与局部岩块风化程度的非连续性

风化带的连续性表现在风化营力作用方向上。层状岩一般各风化带完整且连续，呈层状韵律分布。

岩石风化程度受构造作用、岩体自身结构面发育

情况、岩石矿物成分、风化作用等多种因素影响，导致岩石风化程度的复杂性，其重要表现就是同一风化带内不同位置岩石风化程度的非连续性。

实际工程中，在部分地段，因风化不均、岩体性质或外部其他营力作用，经常出现残积土、全风化带或强风化带缺失的情况，时常有中等风化或微风化基岩直接裸露的现象。

2. 不同岩性的风化特征不同

在不同气候条件和原岩条件下，岩石风化往往具有不同的特征。湿润地区一般以化学风化为主，干燥地区一般以物理风化为主。

层状岩多受岩性控制，硅质岩类比泥质岩类不易风化，且风化产物往往也形成一定的层理，风化层较薄。泥质岩类在暴露地表后往往会较快地发生风化，有研究表明某些地区紫红色泥岩边坡年平均风化厚度可达 8.1cm。可溶岩一般以溶蚀作用为主，往往形成溶洞而非风化带，其风化岩一般可保持原岩结构和构造。

花岗岩类一般沿节理裂隙风化，自上而下形成较厚的风化层，往往以球状风化为主。就花岗岩类残积土而言，不同地区残积土的强度特性也存在统计意义上的差异。广东广泛分布有中粗粒黑云母花岗岩，其残积土风化强烈，粒度粗些，亲水性弱些，孔隙比小些，胶结物多些，故强度较大。福建、江西的中细粒花岗闪长岩和中粒二长花岗岩，其残积土风化较弱些，故强度略小。我国北方地区，残积土的风化程度较低，粒度粗，孔隙小，强度也较大。

3. 风化岩和残积土的特殊工程性质

风化岩随着风化程度加深，相对软弱部分逐渐流失而残留部分具有一定胶结作用的结构，其孔隙度、吸水率、泊松比逐渐增大，而重度、强度和弹性（变形）模量则逐渐下降。这种结构使部分风化岩和残积土具有膨胀性、湿陷性或崩解性等特殊工程性质，在工程中如果不能提前避免则可能造成严重后果。

残积土和（砂）土状全风化岩比一般土的孔隙比要高，但由于存在一定的胶结或原岩结构残余强度，故一般抗剪强度较高，而压缩性中等或偏低，且存在不均匀性和浸水软化的性质。在我国广泛分布的红层砂砾岩多为泥质或钙质胶结，本身为软质岩且渗透性较强，其残积土和风化岩具有较低应力水平下的长期蠕变和大变形条件下的应变软化以至流变的特性，是造成边坡变形和滑坡乃至泥石流的重要因素，在某些地区还可能存在岩溶洞穴，是岩土工程中必须要注意到的。

对于部分以泥质胶结维持骨架强度的强风化岩、全风化岩，当含水量变化时有可能在自重或一定外力作用下在微小变形时即发生崩解。某些地区以蒙脱石、伊利石为主要成分的黏土岩和泥灰岩在遇水时会发生体积膨胀，当内部膨胀力超出粘结强度时亦会发生崩解，因此在施工中应尽量减轻对膨胀岩的破坏，并及时做隔水措施。除了膨胀岩外，尚应注意到玄武岩类残积土的膨胀性。

三、风化岩和残积土的勘察

1. 风化岩和残积土勘察应查明的内容

风化岩和残积土勘察应查明如下内容：

（1）母岩地质年代和岩石名称。

（2）划分岩石的风化程度，并确定各风化带的埋深及厚度等分布情况。

（3）岩土风化的均匀性、连续性，是否存在侵入岩脉、破碎带，结构面和软弱夹层的分布及产状。判明岩脉和风化花岗岩中球状风化体（孤石）的分布。

（4）分析不同风化地段岩土物理力学性质差异。对于某些易风化的岩石，应注意其开挖暴露后的风化速度。

（5）注意岩石成分及胶结情况，查明膨胀性、湿陷性、崩解性等特性。

（6）地下水赋存条件，包括地下水类型，含水岩组，地下水埋深、变幅，腐蚀性条件等。

2. 电力工程建（构）筑物勘察重点、注意事项

电力工程中主要建（构）筑物一般具有基础和上部荷重大、尺寸大、地基变形允许值小的特点，如发电厂工程中的主要建（构）物，包括主厂房、汽机房、锅炉房、冷却塔、烟囱等。当这些建（构）筑物所在地段地基主要受力层中有风化岩和残积土分布时，勘察工作除查明各风化带水平、垂直分布外，还应通过原位测试、室内土工试验等手段准确查明其物理力学性质。

输电线路工程应以工程地质调查为主，重点查明塔基各塔腿风化岩、残积土的埋深、变化规律及其工程特性，地形复杂地段应调查塔基影响范围内边坡稳定性及杆塔建设可能引发的次生灾害。

对于电力工程常见的边坡、基坑工程，应查明各风化带水平、垂直分布，及各风化带岩石、结构面的抗剪强度指标，查明地下水赋存条件，确定边坡坡率、支护方式等。

3. 勘察方法

勘察方法可选用工程地质测绘与调查、钻探、坑探和槽探、原位测试、工程物探、室内试验等综合方法。

风化岩的室内试验应根据预计工况进行天然状态、风干状态或饱和状态下单轴抗压强度试验。对全风化岩和残积土必要时应进行湿陷性试验，对黏土岩和泥灰岩必要时应进行膨胀性、耐崩解性试验，对于

较破碎的风化岩可按现行技术标准 GB/T 50266《工程岩体试验方法标准》的规定进行点载荷试验，并换算出岩石饱和单轴抗压强度。测试数量需满足分析评价要求。

4. 勘察工作布置

对于存在风化岩或残积土的工程场地，勘察布置需要在充分收集建（构）筑物总平面布置、地基基础设计方案（基础形式、埋深、荷重、尺寸）、前期岩土工程勘察成果的基础上，有针对性地布置勘察工作，以查明风化岩和残积土的分布规律和工程特性，为工程设计和施工提供可靠的岩土工程资料。

电力工程主要建（构）筑物以风化岩、残积土作为天然地基持力层时，应视岩性、风化程度采用有针对性的勘察手段。

建（构）筑物基础置于强风化、全风化基岩或残积土上时，以载荷试验、标准贯入试验、动力触探试验等原位测试手段为主，必要时可布置适量探井（槽），直接观测岩体结构特征、风化程度、岩土暴露后的变化情况（如干裂、湿化、软化等）。

建（构）筑物基础置于中等风化、微风化基岩上时，中等风化、微风化基岩勘察应充分利用场地内及周边露头开展调查、测绘，同时结合钻探工作分析基岩分布特征、节理裂隙发育规律及强度等，并适当采取岩样进行室内土工试验。

勘探点间距和深度应符合 GB 50021《岩土工程勘察规范》相关规定。勘探点布置应考虑不同岩层和岩脉的产状及分布特点布置。在岩石中钻探时应测定岩石 RQD 指标、评价岩体的坚硬程度、完整程度、矿物成分、胶结特征、结构面发育特征等情况。

采用桩基础的电力工程建（构）筑物，当以风化岩作为桩端持力层时，应查明基岩的岩性、风化程度、岩面变化，查明岩石的坚硬程度、完整程度，必要时应确定岩体基本质量等级，判定桩基础影响范围内有无洞穴、临空面、破碎岩体或软弱岩层分布及性质。对于孤石分布区的桩基础工程，必要时可开展施工勘察。

桩基础勘察中，对于一般性勘探孔的深度应达到预计桩端以下 3～5 倍桩径，且不小于 3m。对大直径桩，不小于 5m，并穿越溶洞、破碎带等薄弱地质体，并进入稳定地层。

桩基础勘察控制性勘探孔深度，对需验算沉降的桩基础，应超过地基变形计算深度。对不能确定桩长的，应根据建（构）筑物基础和上部荷重预估最长桩长确定控制性勘探孔深度。

在风化岩分布地段，可适当应用高密度电阻率法等工程物探手段进行勘察，分析评价风化岩和残积土的不均匀性。可根据同一位置的钻探结果与工程物探结果对比分析，辅助工程物探解译工作，提高工程物探工作的解译精度。

四、风化岩和残积土的岩土工程评价

1. 风化岩和残积土评价时应考虑的因素

（1）岩层中软弱层和软硬互层的厚度、位置及其产状，对边坡稳定性、地基稳定性和均匀性的影响；

（2）球状风化作用在各风化带中残留的未风化球状体及岩脉的平面和垂直位置及其对地基均匀性的影响；

（3）岩层中断裂构造破碎带、囊状风化带的平面和垂直位置及其对地基均匀性的影响；

（4）残积土以及各风化岩层的厚度及其厚度的均匀性；

（5）残积土上部由于红土化所形成的硬壳层的厚度及厚度的均匀性，硬壳层作为电力工程建（构）筑物天然地基的可行性；

（6）风化岩及残积土是否具有膨胀性和湿陷性、崩解性等特殊性。

2. 风化岩和残积土岩土工程评价要求

（1）对于厚层强风化和全风化岩石，其完整程度宜结合当地经验进一步划分为碎块状、碎屑状和（砂）土状。厚层残积土可进一步划分为硬塑残积土和可塑残积土，也可根据含砾量或含砂量划分为黏性土、砂质黏性土和砾质黏性土等；

（2）建在软硬互层或风化程度不同地基上的建（构）筑物，应分析地基基础不均匀沉降对工程的影响；

（3）对岩脉和球状风化体（孤石），应分析评价其对地基（包括桩基础）的影响，并提出相应的处治建议。

3. 风化岩和残积土地基承载性能分析评价要求

（1）对于没有建设经验的场地，风化岩和残积土的地基承载力和变形模量应采用载荷试验确定。岩石地基载荷试验的方法可参照现行 GB 50007《建筑地基基础设计规范》。

（2）对于完整、较完整和较破碎的岩石地基承载力特征值，可按现行 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的规定进行计算。

（3）单桩竖向抗压承载力标准值，应根据建（构）筑物地基基础设计等级、岩土性质和原位测试成果，并根据当地经验确定。当地基基础设计等级为甲级的建（构）筑物和缺乏经验的地区，单桩竖向抗压承载力应通过单桩竖向载荷试验确定，试验桩数量每个场地不少于 3 个。对于地基基础设计等级为乙级的建（构）筑物，单桩竖向抗压承载力也可根据标准贯入试验、经验参数等估算，并参照地质条件相当的试桩资料，综合确定。对于地基基础设计等级为丙级的建（构）

筑物，单桩竖向抗压承载力可采用标准贯入试验或利用地区经验估算。

（4）根据电力工程经验，在残积土和风化岩区域的单桩承载力建议通过桩基础原体试验确定。

4. 地基变形

受现场取样、室内土工试验及测试条件限制，残积土的压缩模量一般偏小，而变形模量较大。当采用压缩模量计算地基沉降量常高出实际观测值很多，甚至达数倍。从工程实践看，采用现场载荷试验求得的变形模量计算沉降则较为合适。

对于残积土和风化岩地基或桩基础，由于不同岩性或同一岩性在不同地段的强度和变形指标具有较大差异，应重视不均匀沉降的影响。

对于软硬互层或风化程度不同的岩石地基，应分析不均匀沉降对工程的影响。对岩脉和球状风化或孤石，应分析评价其对地基或桩基础的影响，并提出相应的建议。

5. 边坡稳定性分析评价

当工程建设场地位于斜坡附近，不均匀风化岩体软硬互层，地下水比较发育，主要软弱结构面与坡向一致，且夹角小于 45°时，应评价边坡的稳定性及边坡安全坡角，必要时考虑采取支挡措施。

对于残积土或全风化状边坡，可参考土质边坡评价方法，评价其稳定性并确定其边坡坡率允许值。

岩质基坑开挖时，应根据岩体风化程度、岩性特点、地下水特点及风化速度综合确定基坑边坡的安全坡角，必要时需要采取工程技术防护措施。破碎及极破碎岩体，极易风化的软岩及极软岩，基坑开挖后应及时检验，及时浇筑基础或采取其他防护措施，防止风化进一步发展。大型边坡或基坑，必要时应对地下水、风化发展趋势、边坡变形进行监测。

6. 设计施工的注意事项

风化岩和残积土地区建（构）筑物地基基础设计与施工应注意以下工程问题：

（1）对具有膨胀性、湿陷性的残积土和风化岩，在设计施工时应按膨胀土和湿陷性土的特殊要求采取工程防护措施；

（2）在基坑开挖过程中，应根据岩性风化程度确定稳定边坡角；

（3）在地下水位以下开挖深基坑时，应采取预先降水或支挡等防护措施；

（4）基坑开挖后应及时检验，对于易风化的岩类，应在建设施工中及时砌筑基础和采取其他措施，防止风化发展；

（5）易风化的泥岩及软岩类地段，开挖深基坑后不宜暴露过久，应及时进行基础或垫层施工；

（6）在岩溶地区，应对石芽与沟槽间的残积土采取适当的工程处理措施；

（7）对于较宽的侵入岩脉或脉岩，应根据其岩性、风化程度和工程性质，采取适当的工程处理措施。

第四章

地　下　水

地下水是指埋藏在地表以下各种形式的重力水。

地下水广泛存在于地基土中，土中含水量的高低，不仅会影响到土的物理、力学性质，而且对建（构）筑物的稳定性和耐久性有着重要影响。工程基础建设时，有的基坑工程积水或土质稀软，导致施工机械和人员无法施工；有的出现“流砂现象”，导致边坡塌方，地质破坏；有的内部基坑土体发生较大的位移，影响邻近建（构）筑物的安全。出现的这些异常情况都是由地下水引起的。在一定条件下，地下水的变化也会引起沼泽化、盐渍化、滑坡、地面沉降等不利自然现象。

第一节　地下水的勘察要求

一、勘察内容

电力岩土工程勘察中涉及的地下水勘察，主要解决如下两类工程问题：

（1）地下水位、水量问题；

（2）地下水质问题。

地下水勘察应围绕这两类问题，按电力工程建设的工程设计要求，在搜集已有资料的基础上，结合岩土工程勘察工作，进行水文地质勘察工作。水文地质勘察主要查明区域水文地质条件和场地水文地质条件。

1. 区域水文地质条件

工程场地是区域水文地质单元的一个地段，区域水文地质条件主要参考已有水文地质资料，可在电力工程建设项目所在地水利和地矿等部门搜集。区域资料还应包括区域性气象资料，如年降水量、蒸发量及其变化和对地下水位的影响，地下水动态资料，区域地下水类型、分布、流场及其与工程场地地下水的关系等。

2. 场地水文地质条件

地下水勘察应结合岩土工程勘察工作，有针对性地增加水文地质勘察工作。通过水文地质钻探、抽水试验、渗水试验、注水试验、压水试验、水位水质监测等适宜的勘察手段，查明场地水文地质条件，具体工作内容如下：

（1）确定建设工程目的含水层，勘探深度应覆盖对工程建设有影响的所有含水层；

（2）工程目的含水层地下水的类型和赋存状态；

（3）主要含水层及与其有水力联系的含水层的分布规律；

（4）地下水的补给、径流、排泄条件、地表水与地下水的补排关系及其对地下水位的影响；

（5）场地地下水水位近年峰值、年内峰值，水位变化趋势和主要影响因素，提供建设场地抗浮设计水位；

（6）场地地下水水质特征及其变化规律；

（7）对于没有工程供水意义的非饱和土体中的包气带水，局部地段上层滞水也应列入水文地质勘察范围。

二、勘察方法

1. 搜集资料

电力工程可行性研究阶段水文地质勘察，应搜集建设场地地下水环境影响评价、水资源论证、水土保持等专题工作成果资料。这些资料中有相当一部分内容会涉及建设场地水文地质条件。另外有关农业、林业、牧业，水利，矿产，供水，地质等行业所做的1:5万～1:20万水文地质（普查）报告较多，可为建设项目区域水文地质以至于场地水文地质研究提供基础资料。

在利用上述已有资料时，要特别注意研究对象的差别。上述资料中有关水文地质的研究对象多以有供水意义的含水层为主。在电力工程岩土工程勘察中地下水以浅层水或包气带上层滞水为主，多数情况下为非供水意义含水层，这些资料使用时要仔细甄别。

2. 水文地质调查

电力工程在初步可行性研究阶段和可行性研究阶段一般不具备现场水文地质勘探场地条件，常使用水

文地质调查方法。水文地质调查可利用地下水体和地表水体。

（1）地下水体。地下水体主要包括民井、泉、地下水溢出带等。民井应调查井孔结构、供水能力、开采量、自然水位埋深及变化幅度、水质情况、打井施工单位等。条件允许时，可利用这些民井进行简易抽水试验。泉和地下水溢出带应重点调查其类型、成因、流量及变化幅度、水质、水温等条件。

（2）地表水体。地表水体主要包括水库、池塘、湿地等。

1）对于水库，可通过水库管理机构获得较为详细的库区和坝体资料，应重点搜集水库建设水文地质勘察资料以及蓄水后库区及下游地表水和地下水水位情况，以及水库蓄、放水对下游地下水影响情况等资料。

2）对池塘和湿地应重点调查水体来源、下伏地层结构、水位季节变化及与周边地下水关系等内容。

3）对划列为保护区的湿地，可向管理单位收集详细的湿地水文地质资料。

3. 水文地质钻探

电力工程水文地质钻探应结合工程地质钻探开展。在工程地质钻孔揭露场地地层的基础上，在有代表性的地段，选取部分工程地质钻孔进行扩孔、下管和洗井工序后形成水文地质勘探井。井径不应小于150mm，管材可采用强度较高的给水管。勘探井内可进行水位测量、水质检测及注水、抽水试验等工作。

水文地质钻探成孔具体要求如下：

（1）钻孔布置。明确勘探目的，供水水文地质钻探的目的在于寻找水，水文地质钻探孔的布置应以查明地下水条件为基本原则。

1）在平原、河谷、阶地等地貌区，勘探线应垂直地下水流向或地貌单元。

2）在冲洪积扇地段，勘探线应垂直扇轴。

3）在滨海地区，勘探线应垂直海岸线。

4）在岩溶地区，钻孔应考虑布置在破碎带、接触带、构造带等岩溶发育及地下水富集地段。

（2）钻孔结构。钻孔深度应穿透所研究的含水层及与之有密切水力联系的相邻含水层。含水层应分层研究，在下管成孔时应进行相应的分层止水。地层取芯、取水及水位测量钻孔直径一般不低于108mm，孔内注水、抽水试验钻孔下管成孔后直径不低于150mm。

（3）钻孔质量标准及控制。钻孔斜度一般不应大于1.5°，成孔后井水含砂量体积比应小于1:20000。完整岩石应采用清水钻进，松散层可采取泥浆护壁，水文地质钻进过程中要详细记录浆液及地下水流动情况。

注水、抽水孔成孔工艺要求可参照DL/T 5034《电力工程水文地质勘测技术规程》中的相关内容执行。

4. 工程物探

当建设场地所在地区水文地质资料完整，但电力工程建设场地范围内尚缺乏资料时，可采用工程物探手段判断地下水赋存条件。

（1）使用条件。工程物探应用时能够排除地形影响，地下水体等探测对象要有一定的空间规模，且与周边介质存在物性差异，该差异能够保证剔除干扰背景。

（2）探测内容。探测内容主要是含水层埋藏深度及厚度，岩溶饱水带，断层破碎带及充水裂隙带，地下水富水性分区界线，古河道及冲洪积扇，咸淡水分界线等。

（3）工程物探方法。目前广泛应用于水文地质的工程物探方法主要为电阻率法，另外，电磁法、放射性探测法和声波探测法也有一定的应用，具体使用应根据建设场地物性特征选取适宜的方法。

5. 水文地质试验

电力工程中，水文地质试验常用方法主要为抽水试验、渗水试验、注水试验及压水试验等，其中抽水试验和渗水试验最为常见。

（1）抽水试验。抽水试验是研究含水层水文地质特性较为有效的手段。试验可利用民井、水文地质勘探井开展。民井抽水试验以简易抽水试验为主，水文地质勘探孔可采用单孔或多孔试验。

（2）渗水试验。渗水试验主要用于包气带渗透性研究，试验方法一般有双环法、单环法和试坑法，具体使用应根据地层特点选用。

（3）注水试验和压水试验。注水试验是抽水试验的反向试验，多用于透水但不含水地层的研究，工程中可利用干涸的民井及水文地质勘探井开展。压水试验多用于研究岩石地层渗透性能。

6. 室内试验

（1）岩土样渗透试验。在电力工程中一般在建（构）筑物基坑降水和利用岩土体作为防渗材料或筑坝材料时采用此法。

（2）水样和土样检测。水样、土样检测主要用于水、土腐蚀性评价，评价项目不同测试内容也不尽相同。水、土样腐蚀性测试项目及试验方法详见表4-1。

表4-1　　腐蚀性试验项目及方法

序号	试验项目	试验方法
1	pH值	电法或锥形电极法
2	Ca^{2+}	EDTA容量法
3	Mg^{2+}	EDTA容量法
4	Cl^-	摩尔法

续表

序号	试验项目	试验方法
5	SO_4^{2-}	EDTA 容量法
6	HCO_3^-	酸滴定法
7	CO_3^{2-}	酸滴定法
8	侵蚀性 CO_2	盖耶尔法
9	游离 CO_2	碱滴定法
10	NH_4^+	钠氏试剂比色法
11	OH^-	酸滴定法
12	总矿化度	质量法
13	氧化还原电位	铂电极法
14	极化曲线	两电极恒电流法
15	电阻率	四极法
16	质量损失	管罐法

三、地下水动态监测

地下水动态监测的监测内容主要为水位监测和水质监测。对于电力工程建设场地区域地下水动态资料缺乏，且可能出现以下情况时，需要进行地下水动态监测：

（1）地下水位升降影响到地下建（构）筑物或地上建（构）筑物的、防水、抗浮及岩土稳定要求时；

（2）工程建设施工降水对拟建工程场地或相邻重要工程场地有较大影响时；

（3）施工或环境条件改变，造成场地地下水水位变化，对工程设计或施工有较大影响时；

（4）地下水位下降或上升造成区域性地面沉降、土体软化、湿陷变形、胀缩变形时；

（5）地下水水质受季节影响，腐蚀性变化较大时；

（6）电力工程《项目环境影响报告书》中明确提出需进行地下水监测要求时。

1. 水位监测

水位监测可设置专门的地下水位观测孔或利用水井、地下水天然露头等进行。孔隙水压力、地下水压力的监测采用压力计，其中孔隙水压力监测方法选取见表 4-2。

表 4-2　　孔隙水压力监测方法选取

监测仪器	适用条件	测压原理
立管式测压计	均质含水层，渗透系数较大，一般大于 10^{-4}cm/s	测压管打入土层中用测压管直接测量
水压式测压管	渗透系数低于 10^{-4}cm/s 土层，压力变化频繁	利用管壁探头把水压传导至水银压力测定

续表

监测仪器	适用条件	测压原理
气动式测压计	各类土层	利用气管压力恒定，水压阀压差测定
电测式测压计	多用于砂土和粉土土层	利用膜片挠度变化触发电阻片变化测定

地下水位监测要求如下：

（1）监测工作的布置应根据监测场地条件、工程要求和水文地质条件确定；

（2）动态监测时间不少于一个水文年。

2. 水质监测

水试样要能代表天然条件下的水质情况，水试样采取应符合以下规定：

（1）用化学分析法监测水质，采样次数应按丰水期、平水期、枯水期三季考虑，每年不宜小于 3 次，并进行相关项目的分析；

（2）每个场地水样数量不少于 3 件，每个建筑群不少于 3 件；

（3）水试样应及时送样检测。清洁水放置时间不超过 72h，稍受污染的水不超过 48h，受污染的水不超过 12h。

四、专门的水文地质勘察

对于需要开展建设场地施工降水，或地下水环境影响评价时，需进行专门的水文地质勘察，专门水文地质勘察应符合以下要求：

（1）施工降水勘察要求详见第十八章第二节内容。

（2）地下水环境影响勘察参照环境保护部颁发的 HJ610-2016“环境影响评价技术导则——地下水环境”有关内容执行。

（3）对于其他专门水文地质勘察，勘察工作除应满足设计要求外，还应符合水文地质勘察相关要求。

第二节　水文地质参数

一、水文地质参数与测定方法

与电力工程建设及地下水综合利用有关的水文地质参数主要包括渗透系数、导水系数、给水度、释水系数、越流系数、越流因数、单位吸水率、毛细水上升高度等。水文地质参数取值应采用水文地质试验法、经验值以及查表法等。

水文地质试验法属于原位试验，试验结果比较符合客观实际。

水文地质参数常见测定方法见表 4-3。

表 4-3　　水文地质参数测定方法

水文地质参数	测定方法
地下水位	钻孔、探井或测验管观测
渗透系数、导水系数	抽水试验、注水试验、压水试验、室内渗透试验
给水度、释水系数	单孔抽水试验、非稳定流抽水试验、地下水位长期观测、室内试验
越流系数、越流因数	多孔抽水试验（稳定流或非稳定流）
单位吸水率	注水试验、压水试验
毛细水上升高度	试坑观测、室内试验

二、地下水位及流向测量

1. 水位测量

水位测量应符合以下要求：

（1）遇地下水时应测量水位，初见水位和稳定水位可在钻孔、探井或测压管内直接测量。

（2）稳定水位应在初见水位后经一定的稳定时间后测量，稳定水位的间隔时间按地层的渗透性确定。

1）对砂土和碎石土不得少于 0.5h；

2）对粉土和黏性土不得少于 8h，并宜在勘察结束后统一测量稳定水位；

3）测量读数至厘米，精度不得低于±2cm。

（3）对多层含水层的水位测量，应采取止水措施，将被测含水层与其他含水层隔开后测量。

2. 地下水流向测定

测定地下水流向可用几何法。测量点不少于呈三角形分布的 3 个测孔(井)。测点间距按岩土的渗透性、水力梯度和地形坡度确定，一般为 50～100m。同时测量各孔（井）内水位，确定地下水的流向。

三、水文地质试验法

水文地质试验法是求取水文地质参数的主要勘察手段，水文地质试验结果能直观地反映建设场地地下水流场状况。

水文地质试验方法主要为抽水试验、渗水试验、注水试验及压水试验等，其中抽水试验和渗水试验最为常见。

1. 抽水试验法

抽水试验是水文地质试验最为常用的野外试验方法。根据参与试验孔（井）的数量可分为单孔（井）和带观测孔抽水试验。在实际工作中，应根据工程需要参考表 4-4 选取适宜的试验方法。

表 4-4　　抽水试验方法和应用范围

试验方法	应用范围
民井、钻孔或探井简易抽水	粗略估算弱透水层的渗透系数
不带观测孔抽水	初步测定含水层的渗透性参数
带观测孔抽水	较准确测定含水层的各种参数

抽水试验按流量、降深动态特点可分为稳定流抽水试验和非稳定流抽水试验。试验钻孔（井）有完整井和非完整井两种类型。根据不同的边界条件、过滤器特征等不同情况，水文地质参数均有相应的计算公式。承压水完整井和潜水完整井可见图 4-1、图 4-2。以下为稳定流和非稳定流计算常用公式。

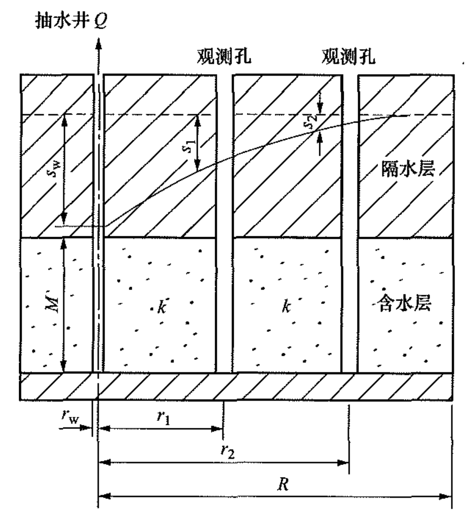


图 4-1　承压水完整井示意

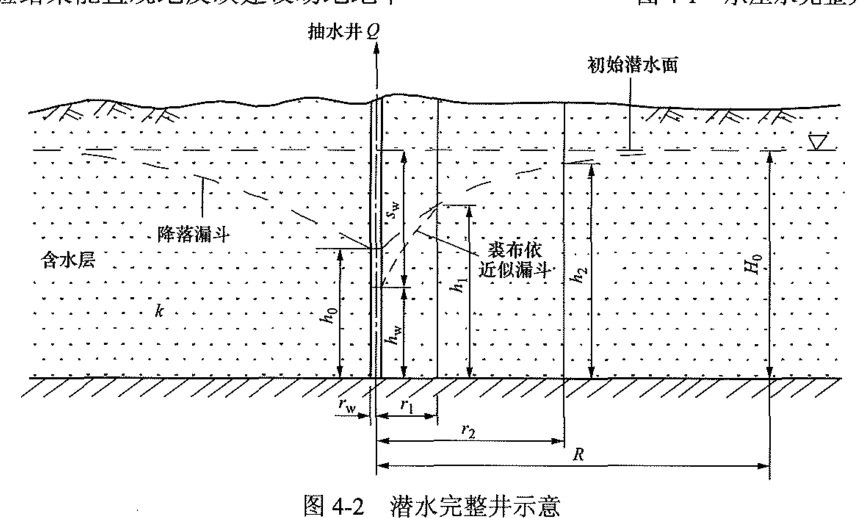


图 4-2　潜水完整井示意

（1）稳定流状态承压井基本公式。

$$Q = 2.73\frac{kMs_{\mathrm{w}}}{\lg\frac{R}{r_{\mathrm{w}}}} \tag{4-1}$$

式中　Q——抽水井流量，m^3/h；

k——渗透系数，m/h；

M——含水层厚度，m；

s_{w}——井中水位降深，m；

R——影响半径，m；

r_{w}——井的半径，m。

（2）稳定流状态潜水井基本公式。

$$Q = 1.366k\frac{(2H_0 - s_{\mathrm{w}})s_{\mathrm{w}}}{\lg(R/r_{\mathrm{w}})} \tag{4-2}$$

式中　H_0——潜水含水层初始厚度，m；

R——潜水井抽水影响半径，m。

（3）非稳定流状态承压完整井基本公式。

$$s = \frac{Q}{4\pi T}W(u) \tag{4-3}$$

$$u = \frac{r^2u^*}{4Tt} \tag{4-4}$$

$$W(u) = \int_u^{+\infty}\frac{e^{-y}}{y}\mathrm{d}y \tag{4-5}$$

式中　s——抽水影响范围内，任一点任一时刻的水位降深，m；

Q——抽水井流量，m^3/h；

T——导水系数，m^2/h，$T=kM$；

$W(u)$——泰斯井函数；

r——计算点至抽水井的距离，m；

u^*——含水层的贮水系数；

t——自抽水开始到计算时刻的时间，h。

（4）非稳定流状态潜水完整井基本公式。

$$H_0 - H = \frac{Q}{2\pi k(H_0 + H)}W(u) \tag{4-6}$$

式中　H_0——潜水含水层初始厚度，m；

H——潜水含水层厚度，m。

抽水试验方法要求如下：

（1）抽水试验按三次降深考虑，最大降深应接近工程设计所需的地下水位降深；

（2）水位测量应采用同一方法和仪器读数。精度对抽水孔为厘米，对观测孔为毫米；

（3）涌水量与时间关系曲线、动水位与时间的关系曲线，在一定范围内波动，而没有持续上升和下降时，可认为已经稳定；

（4）抽水结束后测量恢复水位。

2. 渗水试验和注水试验

渗水试验求取渗透系数 k 一般在试坑或钻孔中进行。

对砂土和粉土，采用试坑单环法。

对黏性土一般采用精度较高的试坑双环法，该方法公式见式（4-7），为渗入水量趋于稳定时公式，已考虑了毛细压力的附加影响。试验深度较大时采用钻孔法。

$$k = \frac{Ql}{F(H_{\mathrm{K}} + z + l)} \tag{4-7}$$

式中　Q——稳定渗入水量，cm^3/min；

F——试坑（内环）渗水面积，cm^2；

l——试验结束时水的渗入深度，cm；

H_{K}——毛细压力水头，cm，大约为毛细上升高度的50%～100%；

z——试坑（内环）中水层高度，cm。

注水试验多用于引渗回灌工程。该试验是抽水试验的反向试验，是测定透水但不含水地层渗透性能的主要方法。

3. 压水试验

压水试验多用于岩石渗透性能测试。实际工作时，应结合工程勘察资料，确定试验孔位。压水试验应按岩层的渗透性划分试验段，按需要确定试验的起始压力、最大压力和压力级数，并及时绘制压力 p 与压入水量 Q 的关系曲线，计算试验段的透水率，确定 p–Q 曲线的类型。

（1）透水率。当试验段压力为 1MPa 时每米试验段的压入水流量（L/min）。试验段透水率采用第三阶段的压力值 p_3 和流量值 Q_3 按式（4-8）计算。

$$q = \frac{Q_3}{Lp_3} \tag{4-8}$$

式中　q——试段的透水率，Lu，取两位有效数字；

Q_3——第三阶段的计算流量，L/min；

L——试段长度，m；

p_3——第三阶段的试段压力，MPa。

一个压力点试验求出的值，往往低于实际的值，对工程设计而言是偏于不安全的。

（2）渗透系数 k。当试验段位于地下水位以下，透水性较小（q＜10Lu）、p–Q 曲线为 A（层流）型时，可按式（4-9）计算岩体渗透系数。

$$k = \frac{Q}{2\pi HL}\ln\frac{L}{r_0} \tag{4-9}$$

式中　k——岩体渗透系数，m/d；

Q——压入流量，m^3/d；

H——试验水头，m；

L——试段长度，m；

r_0——钻孔半径，m。

当试验段位于地下水位以下，透水性较小（q＜10Lu），p–Q 曲线为B型（紊流）时，可用第一阶段的压

力 p_1（换算成水头值，以 m 计）和流量 Q_1 代入公式，近似地计算渗透系数。

4. 孔隙水压力的测试

孔隙水压力的测定方法和适用条件按参照表 4-3 执行，并应符合下列要求：

（1）测试点根据地层条件和分析需要布置；

（2）测压计的安装和埋设要符合安装技术规定；

（3）测试数据应及时分析整理，出现异常时要分析原因，采取相应措施。

四、常用水文地质参数经验表

当电力工程水文地质参数精度要求不高或不具备开展现场水文地质勘察工作时，常用水文地质参数可以根据含水层岩性采用经验值。当含水层岩性成分较多时，宜综合分析选取较为安全的数值。

松散岩土渗透系数经验值参见表 4-5。

表 4-5　　松散岩土渗透系数经验值

松散岩土	岩层颗粒		渗透系数 k（m/d）
	粒径（mm）	所占比重（%）	
粉土	＞0.075	≤50	0.05～0.50
粉土质砂			0.50～1.0
粉砂	0.05～0.1	70 以下	0.5～5.0
细砂	0.1～0.25	＞70	1.0～10.0
中砂	0.25～0.5	＞50	10.0～25
粗砂	0.5～1.0	＞50	25～50
岩性	岩层颗粒		渗透系数 k（m/d）
	粒径（mm）	所占比重（%）	
砾砂	1.0～2.0	＞50	50～100
圆砾	＞2	＞50	75～150
卵石	＞20	＞50	100～200
块石	＞200	＞50	200～500
漂石	＞500	＞50	500～1000

松散岩土给水度经验值参见表 4-6。

表 4-6　　松散岩土给水度 μ 的经验值

松散岩土	给水度 μ	岩性	给水度 μ
粉砂与黏土	0.1～0.5	粗粒及砾石砂	0.25～0.35
细砂与流质砂	0.15～0.20	黏土胶结的砂岩	0.02～0.03
中砂	0.20～0.25	裂隙灰岩	0.008～0.1

第三节　变电站供水水文地质勘察

变电站地下水供水主要用于站内人员生活用水及消防用水，较火电厂用水量相对较小（一般不超过 20m³/h），且水资源保证率要求低，属小型水源工程，岩土工程勘察时可一并考虑。对于换流站、开闭站、补偿站等输变电设施可参照变电站施行。

一、勘察工作内容及要求

变电站水文地质勘察工作应与设计任务一致，一般可分为三个阶段执行，即可行性研究阶段、初步设计阶段和施工图设计阶段。

1. 可行性研究阶段

一般以现场水文地质调查和资料收集为主。资料搜集应包括勘察任务书、地形图及区域水文地质和水文气象资料；现场水文地质调查重点了解变电站所在地区地下水使用情况，初步查明满足变电站地下水目的含水层分布状况、地下水补径排条件，单井出水量和水质情况，以及地区水资源管理规定等开采条件，就拟取水地段，初步给出单井水量、井数、井深、井径、地层结构等基本参数。当资料缺乏时可考虑在本阶段或下阶段开展必要的水源勘探工作。

2. 初步设计阶段

在可行性研究阶段勘察成果的基础上，通过水文地质测绘、钻探、物探、野外水文地质试验、水质分析等手段，查明站址区水文地质条件，地下水开采规划与现状，确定水源井的井数、结构、设计动水位与水量等可供指导打井的勘察资料。该阶段水源勘探工作可结合工程地质勘探工作同步进行，或利用满足条件的民井获取试验数据。当水文地质条件较为简单时，可采用探采结合的方法，勘探成井。

3. 施工图设计阶段

主要是针对探采结合和施工打井后的水文地质勘测工作，是水源勘察的竣工报告，也是水源勘察的成果总结。

当变电站水源井出水能力较小时，水源井深度在揭穿含水层底板的基础上，还应考虑加深打井深度，以增加储水空间，开采时起到一定的调蓄能力。

二、勘察方法

1. 水文地质调查与测绘

在明确水源勘察任务的基础上，充分搜集变电站区域水文地质报告或其他涉及地下水资料的前人成果，并进行详细的现场踏勘和水体调绘，查找可满足要求的地下水源。

2. 水文地质物探

该方法主要用于岩石地区找水工作，通过电法测定岩体破碎带分布，储水断层构造，风化壳特征等可能的储水体，以及岩溶地区找水。

3. 水文地质钻探

在研究前人资料和现场踏勘的基础上，结合变电站平面布置图，在可能的富水地段布置水文地质钻孔，以揭露含水层岩性、分布、水位埋深等水文地质特征。勘探孔完成后下管成井，洗井后开展抽水试验，确定开采参数。由于试验用的勘探井，成井后井径不低于150mm，对于浅层地下水的勘探可结合工程地质钻孔一并进行，对于水文地质条件相对简单的地段也可探采结合一次成井。

4. 抽水试验

抽水试验是变电站供水水源勘察的重要工作，是评价水源井水量和水质的最直接方法，试验要求可参照本章第二节有关内容执行。

5. 水质分析

根据变电站水源用途，采取水样进行水质检测，检测项目一般为生活饮用水项目，工业用途按设计要求检测。水样采取可利用与拟开采地下水同一含水层的民井取样，或在抽水试验后期取样。

三、水资源评价

变电站需水量一般不超过20m³/h，供水方式为间断式抽水，水源井侧重评价单井出水量和设计动水位，必要时进行的水资源评价应符合如下要求：

（1）通过资料搜集和勘探工作，基本查明补给、径流、排泄和边界条件，通过野外试验，进行水文地质参数计算。

（2）确定水文地质评价单元，获得地下水开采现状和规划资料，采用均衡法、解析法等计算地下水可开采量及保证程度。

（3）水文地质条件复杂或资料缺乏时，可结合开采计划，选用抽水试验、井群干扰、断面径流等方法进行评价。

（4）水质评价参照火电厂供水水文地质有关规定执行。

第四节　地下水作用评价

电力工程建设中，地下水对工程的影响主要表现为四个方面，即浮托作用、渗透变形、水压力、软化作用。

一、浮托作用

浮托作用是指当建（构）筑物基础位于地下水位以下时，建（构）筑物地下结构受到地下水的浮托作用，这是地下水对地下建（构）筑物最直观的力学作用。

火力发电厂取水泵房、循环水泵房、油池以及翻车机室等建（构）筑物，基础埋深较大，部分建（构）筑物基础埋深可达10～20m，当地下水埋深较浅时，需考虑和计算地下水对建（构）筑物的浮托作用。

（一）抗浮设防水位的确定

建（构）筑物抗浮设计主要考虑两个方面因素，一是地下抗浮设防水位，二是基础埋置深度及地层条件。

抗浮设防水位是指建（构）筑物基础埋置深度内，起主导作用的含水层中地下水在建（构）筑物运行期间的最高水位。

建（构）筑物抗浮设防水位一般可按以下方法确定：

（1）抗浮设防水位主要按照建筑场地及相邻地下水位动态长期监测资料，以历史最高水位确定。当无系统的长期观测资料时，可根据勘察期间实测的最高水位结合场地环境工程地质、水文地质条件和气象因素综合确定。当建设场地地下水位较浅时，建（构）筑物抗浮设防水位可取室外地面高程。

（2）场地如果既有承压水又有潜水层，应确定潜水层与承压水层是否存在水力联系，并考虑承压水对抗浮水位的影响。

（3）仅考虑施工期间的建（构）筑物抗浮设防时，可按一个水文年的最高水位确定抗浮设防水位。

（二）浮托力计算原则

1. 静水环境

静水环境下，浮托力的大小可以按阿基米德原理确定，地下水的浮托力等于作用在建（构）筑物基础底面的浮力。一般情况下，电力工程建设中均按静水环境计算浮托力。

2. 浮托力考虑渗流影响

实际观测资料表明，建（构）筑物基础受到的浮托力往往小于按静水环境计算的浮力，按地下水动力学方法确定的水压力是更为合理的。按静水环境下计算的浮力往往偏大。因此当浮托力对电力工程建设投资有重大影响时，可根据建设场地的实际情况考虑渗流影响下的浮托力。

二、渗透变形

渗透变形是指岩土体在地下水渗流的作用下，部分颗粒或整体发生移动，引起岩土体的变形与破坏的作用和现象。

渗透变形包含四种形式，分别为流土、管涌、接触冲刷、接触流失。

对黏性土，只有流土、接触冲刷或接触流失三种破坏形式，不可能产生管涌破坏。

对无黏性土，则四种破坏形式均可发生。

电力工程建设中，流土和管涌两种破坏形式较为常见，接触冲刷、接触流失则较为少见。

（一）破坏类型

1. 流土

在渗流的作用下，局部土体的表面隆起、浮动，或某一颗粒群同时流失的现象，称为流土。

流土一般具有突发性的特点，会造成建（构）筑物基础漂移、产生不均匀沉降、基坑坍塌等不良工程后果，对工程危害极大。

流土的产生不仅取决于渗流力的大小，还与土的颗粒级配、密度及透水性等条件相关。具备以下条件时易诱发流土：

（1）易发生流土的土层一般具有如下结构特征，颗粒级配好、颗粒细、呈针状、片状矿物（如云母、绿泥石等）和亲水胶体矿物，使得遇水后土粒的膨胀性增加，比重降低。

（2）土层渗透性差，排水通道不畅通。

（3）水力坡降较大，渗透力超过土粒的浮重度，使得土粒处于悬浮状态。

2. 管涌

在渗透力的作用下，土体中的细颗粒（填料颗粒）沿着土体骨架颗粒间的孔道移动或被带出土体，这种现象叫管涌。管涌破坏易导致地基土渗流量加大，并导致地基局部陷落。

管涌破坏一般发生在非黏性土中。在颗粒级配不均匀的并缺少某种粒径的砂砾石地层中，管涌破坏尤其容易发生。

易发生管涌破坏的土层具有特征：颗粒均匀性性差，磨圆度较好，孔隙较大且连通性较好，细颗粒成分含量小，不能完全充填粗颗粒的孔隙，颗粒的矿物成分比重相对较小，易随水流动，地下水排泄通道较为通畅。

3. 接触冲刷和接触流失

渗流沿着两种不同介质的接触面流动并带走细颗粒的现象称为接触冲刷。

渗流垂直于两种不同介质的接触面运动，并把颗粒较细一层土的颗粒带入颗粒较粗土层的现象称为接触流失。如边坡排水孔反滤层的淤堵便属于接触流失。

（二）流土和管涌的判别

1. 土的特性

根据 GB 50487《水利水电工程地质勘察规范》，对于无黏性土，管涌和流土的判别可以按照表 4-7 进行。

表 4-7 无黏性土管涌和流土的判别

土类	土颗粒组成特点	渗透变形形式
无黏性土，$C_u \leqslant 5$	—	流土
无黏性土，$C_u > 5$	$P < 25\%$	管涌
	$25\% \leqslant P < 30\%$	流土或管涌*
	$P \geqslant 30\%$	流土

注 C_u 为不均匀系数，P 为细颗粒含量。

* $25\% \leqslant P < 30\%$时，处于流土和管涌过渡型，破坏类型取决于土的密度、粒级和形状。

2. 临界水力比降

（1）流土型渗透变形临界水力比降宜采用式(4-10)计算。

$$J_{cr} = (G_s - 1)(1 - n) \tag{4-10}$$

式中 J_{cr}——土的临界水力比降；

G_s——土粒比重；

n——土的孔隙率（以小数计）。

（2）管涌型或过渡型临界水力比降可采用式(4-11)计算。

$$J_{cr} = 2.2(G_s - 1)(1 - n)^2 \frac{d_5}{d_{20}} \tag{4-11}$$

式中 d_5、d_{20}——分别为小于该粒径的含量占总土重的 5%和 20%的颗粒粒径，mm。

（3）管涌型临界水力比降可采用式（4-12）计算：

$$J_{cr} = \frac{42d_3}{\sqrt{\frac{K}{n^3}}} \tag{4-12}$$

式中 d_3——小于该粒径的含量占总土重 3%的颗粒粒径，mm；

K——土的渗透系数，cm/s。

（4）无黏性土的允许水力比降宜采用下列方法确定：

1）以土的临界水力比降除以 1.5～2.0 的安全系数；

2）无试验资料时，可根据表 4-8 选用经验值。

表 4-8 无黏性土允许水力比降

允许水力坡降	渗透变形形式					
	流土型			过渡型	管涌型	
	$C_u \leqslant 3$	$3 < C_u < 5$	$C_u \geqslant 5$		级配连续	级配不连续
$J_{允许}$	0.25～0.35	0.35～0.50	0.50～0.80	0.25～0.40	0.15～0.25	0.10～0.15

（三）渗透变形防治措施

防止渗透变形的措施总体上分为三类，包括改变渗流的水动力条件、保护渗流出口、改善土石性质。

1. 改变渗流水动力条件

采用不透水材料或者完全阻断土中的渗流路径，或者增加渗透路径，减少水力坡降，如垂直截渗、排水井减压等。

2. 保护渗流出口

在地下水渗流的下游铺设透水堆石或采用棱柱式排水、褥垫式排水或贴坡式排水，使排水点降低，避免沿坡渗流引起的冲刷。

3. 改善土石性质

在地表水平铺设防渗层或土工膜作水平防渗铺盖。

三、水压力

对于基坑、边坡等支护结构，其墙后土体往往是含水或饱和的，作用在墙背的力除了土压力外，还受静水压力、动水压力和超静孔隙水压力的影响，仅用传统的土压力理论计算和分析，往往与实际情况有较大的偏差。

对于静水压力的计算，在实际应用中，有两种处理方法，即水土分算、水土合算。对于砂土来说宜采用水土分算，对于黏性土宜采用水土合算。

土中有地下水并形成渗流时，作用于支护结构上的侧压力，除需计算静水压力外，尚应计算渗透力。

四、岩土软化作用

在地下水的影响下，某些岩土体浸水后力学强度会有明显的降低。各类成因的黏性土层、泥岩、页岩、泥质砂岩等均普遍存在浸水软化特性。

此外，某些特殊岩土在地下水影响下，会发生崩解、湿陷、膨胀、收缩等性质，对工程也存在较大影响。

1. 对基坑工程的影响

（1）降低基础持力层岩土的力学性能。

（2）引起锚杆或土钉与周围岩土间的握裹力降低，从而降低抗拔力。

（3）造成工程施工难度加大，使支护结构嵌固深度不够。

2. 对边坡工程的影响

（1）降低坡体内潜在滑动面的抗剪强度、摩擦系数。

（2）降低坡体岩土及软弱夹层的力学强度，可能诱发边坡产生变形、滑移、崩塌失稳等。

3. 对建（构）筑物的影响

（1）地下水位的升降变化能引起湿陷、膨胀性岩土产生不均匀的胀缩变形，当地下水位升降频繁时，不仅使岩土的膨胀收缩变形往复，而且会导致岩土的膨胀收缩幅度不断加大，进而形成地裂引起建（构）筑物特别是轻型建（构）筑物的破坏。

（2）地下水位升降变动带地下水的积极交替，会将土层中的胶结物（铁、铝等）成分淋失。土层失去胶结物将造成土质变松，含水量孔隙比增大，压缩模量、承载力降低，造成建（构）筑物产生大的沉降甚至失稳。

第五节　地下水（土）的腐蚀性

一、取样

采取水试样和土试样应符合下列规定：

（1）建（构）筑物基础处于地下水位以上时，应取土样做土腐蚀性测试。

（2）建筑材料处于地下水或地表水中时，应取水样做水的腐蚀性测试。

（3）建筑材料部分处于地下水位以上、部分处于地下水位以下时，应分别取土试样和水试样做腐蚀性测试。

（4）水试样和土试样应在混凝土结构所在的深度采取，每个场地不应少于 2 件。当土中盐类成分和含量分布不均匀时，应分区、分层取样，每区、每层不应少于 2 件。

（5）地下水位不应只考虑勘察期间的地下水位，尚应考虑历史水位和地下水变化幅度。

（6）采取土样或水样的勘探孔钻进方法应采取干钻，或在探坑中取样，避免钻井液对土样和水样造成污染。

二、测试项目

水和土腐蚀性的测试项目应符合下列规定：

（1）水对混凝土结构腐蚀性的测试项目包括 pH 值、Ca^{2+}、Mg^{2+}、Cl^-、SO_4^{2-}、HCO_3^-、CO_3^{2-}、侵蚀性 CO_2、游离 CO_2、NH^{4+}、OH^-的含量，以及总矿化度；

（2）土对混凝土结构腐蚀性的易溶盐测试项目包括在土水比为 1:5 条件下的 pH 值，Ca^{2+}、Mg^{2+}、Cl^-、SO_4^{2-}、HCO_3^-、CO_3^{2-}含量分析；

（3）土对钢结构的腐蚀性的测试项目包括pH值、氧化还原电位、极化电流密度、视电阻率、质量损失。

三、腐蚀性评价

水和土对建筑材料的腐蚀性，可分为微、弱、中强四个等级。主要从以下方面进行评价：

（1）受环境类型影响（表 4-9），水和土对混凝土结构的腐蚀性应符合表 4-10 的规定。

表 4-9　　场地环境类别划分

环境类型	场地环境地质条件
Ⅰ	高寒区、干旱区直接临水；高寒区、干旱区强透水层中的地下水
Ⅱ	高寒区、干旱区弱透水层中的地下水；各气候区湿、很湿的弱透水层湿润区直接临水；湿润区强透水层中的地下水

续表

环境类型	场地环境地质条件
Ⅲ	各气候区稍湿的弱透水层；各气候区地下水位以上的强透水层

注 1. 高寒区是指海拔高度大于或等于3000m的地区；干旱区是指海拔高度小于3000m，干燥度指数$K \geqslant 1.5$的地区；湿润区是指干燥度指数$K<1.5$的地区。
2. 强透水层是指碎石土、砾砂、粗砂、中砂和细砂；弱透水层是指粉砂、粉土和黏性土。
3. 含水量$w<3\%$的土层，可视为干燥土层，不具有腐蚀环境条件。
4. 当有地区经验时，环境类型可根据地区经验划分。当同一场地出现两种环境类型时，应根据具体情况选定。

（2）受地层渗透性影响，水和土对混凝土结构的腐蚀性评价。

按地层渗透性水和土对混凝土结构的腐蚀性评价应符合表4-11的规定。

（3）水和土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价，应符合表4-12的规定。

（4）水对钢结构的腐蚀性评价应符合表4-13的规定。

（5）土对钢结构的腐蚀性评价应符合表4-14的规定。

表4-10　按环境类型水和土对混凝土结构的腐蚀性评价

腐蚀介质	腐蚀等级	环境类型		
		Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
硫酸盐含量 SO_4^{2-}（mg/L）	微	＜200	＜300	＜500
	弱	200～500	300～1500	500～3000
	中	500～1500	1500～3000	3000～6000
	强	＞1500	＞3000	＞6000
镁盐含量 Mg^{2+}（mg/L）	微	＜1000	＜2000	＜3000
	弱	1000～2000	2000～3000	30000～40000
	中	2000～3000	3000～4000	4000～5000
	强	＞3000	＞4000	＞50000
铵盐含量 NH_4^+（mg/L）	微	＜100	＜500	＜800
	弱	100～500	500～800	800～1000
	中	500～800	800～1000	1000～1500
	强	＞800	＞1000	＞1500
苛性碱含量 OH^-（mg/L）	微	＜35000	＜43000	＜57000
	弱	35000～43000	43000～57000	57000～70000
	中	43000～57000	57000～70000	70000～100000
	强	＞57000	＞70000	＞100000
总矿化度（mg/L）	微	＜10000	＜20000	＜50000
	弱	10000～20000	20000～50000	50000～60000
	中	20000～50000	50000～60000	60000～70000
	强	＞50000	＞60000	＞70000

注 1. 表中的数值适用于有干湿交替作用的情况，Ⅰ、Ⅱ类腐蚀环境无干湿交替作用时，表中硫酸盐含量数值应乘以1.3的系数。
2. 表中数值适用于水的腐蚀性评价，对土的腐蚀性评价，应乘以1.5的系数；单位以mg/kg表示。
3. 表中苛性碱（OH^-）含量（mg/L）应为NaOH和KOH中的OH^-含量（mg/L）。

表4-11　按地层渗透性水和土对混凝土结构的腐蚀性评价

腐蚀等级	pH值		侵蚀性CO_2含量（mg/L）		HCO_3^-含量（mmol/L）
	A	B	A	B	A
微	＞6.5	＞5.0	＜15	＜30	＞1.0

续表

腐蚀等级	pH 值		侵蚀性 CO_2 含量（mg/L）		HCO_3^- 含量（mmol/L）
	A	B	A	B	A
弱	6.5～5.0	5.0～4.0	15～30	30～60	1.0～1.5
中	5.0～4.0	4.0～3.5	30～60	60～100	<0.5
强	<4.0	<3.5	>60	—	—

注　1．表中 A 是指直接临水或强透水层中的地下水；B 是指弱透水层中的地下水。强透水层是指碎石土和砂土；弱透水层是指粉土和黏性土。

2．HCO_3^- 含量是指水的矿化度低于 0.1g/L 的软水时，该类水质 HCO_3^- 的腐蚀性。

3．土的腐蚀性评价只考虑 pH 值指标；评价其腐蚀性时，A 是指强透水土层；B 是指弱透水土层。

表 4-12　　水和土对钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性评价

腐蚀等级	水中的 Cl^- 含量（mg/L）		土中的 Cl^- 含量（mg/kg）	
	长期浸水	干湿交替	A	B
微	<10000	<100	<400	<250
弱	10000～20000	100～500	400～500	250～500
中	—	500～5000	500～5000	500～5000
强	—	>5000	>5000	>5000

注　A是指地下水位以上的碎石土、砂土，稍湿的粉土，坚硬、硬塑的黏性土。
B 是指湿、很湿的粉土，可塑、软塑、流塑的黏性土。

表 4-13　　水对钢结构腐蚀性评价

腐蚀等级	pH 值，（$Cl^-+SO_4^{2-}$）含量
弱	pH 为 3～11，（$Cl^-+SO_4^{2-}$）含量小于 500mg/L
中	pH 为 3～11，（$Cl^-+SO_4^{2-}$）含量不小于 500mg/L
强	pH<3，（$Cl^-+SO_4^{2-}$）含量为任何值

注　1．表中系指氧能自由溶入的水和地下水；

2．本表亦适用于钢管道；

3．如水的沉淀物中有褐色絮状物沉淀（铁）、悬浮物中有褐色生物膜、绿色丛块，或有硫化氢臭，应作铁细菌、硫酸盐还原细菌的检查，查明有无细菌腐蚀。

表 4-14　　土对钢结构腐蚀性评价

腐蚀等级	pH 值	氧化还原电位（mV）	视电阻率（Ω·m）	极化电流密度（mA/cm^2）	质量损失（g）
微	>5.5	>400	>100	<0.02	<1
弱	5.5～4.5	400～200	100～50	0.02～0.05	1～2
中	4.5～3.5	200～100	50～20	0.05～0.20	2～3
强	<3.5	<100	<20	<0.20	>3

当按表 4-10～表 4-13 评价水和土对建筑材料的腐蚀等级时，每项综合评定结果取各分项指标确定的腐蚀性等级中最高者。比如评价地下水对混凝土结构的腐蚀性时，只要有一项指标达到强腐蚀性，则综合评定结果为强腐蚀。

第五章

专门岩土工程勘察

地质灾害与不良地质作用大同小异，不良地质作用指的是作用形式，地质灾害指的是结果。如采空区，不是地质作用的形式，而是结果所以只能称地质灾害。

地质灾害是指在自然或者人为因素的作用下形成的对人类生命财产、环境造成破坏和损失的地质作用，包括自然因素或者人为活动引发的危害人民生命和财产安全的山体崩塌、滑坡、泥石流、地面塌陷、地裂缝、地面沉降等与地质作用有关的灾害。

不良地质作用指由地球内力或外力产生的对工程可能造成危害的地质作用。不良地质现象由地球的内外营力造成的对工程建设具有危害性的地质作用或现象。

电力工程建设场地一般要避开滑坡、崩塌、泥石流等不良地质作用发育地段。专门岩土工程勘察主要针对建设场地存在的不良地质作用（岩溶、滑坡等），以及对工程建设有影响的边坡、深基坑、填方、桩基础、地基处理等的专门性勘察工作。

第一节 岩 溶 勘 察

凡是以地下水为主，以地表水为辅，对可溶性岩石（碳酸盐、石膏、岩盐等）进行以化学过程（溶解与沉淀）为主，机械过程（流水侵蚀和沉积、重力崩塌和堆积）为辅的破坏和改造作用，都叫作岩溶作用。

岩溶作用所造成的地表形态和地下形态叫岩溶地貌，也叫喀斯特（karst）地貌。

岩溶作用与岩溶地貌统称为岩溶，即喀斯特（karst）。

我国各类可溶性岩石中，碳酸盐类岩石中，碳酸盐类岩石的分布范围占有绝对优势。

一、岩溶发育的条件和规律

1. 岩溶发育的条件

（1）具有可溶性的岩层；

（2）具有有溶解能力的水；

（3）具有水流流动的途径。

2. 岩溶发育的阶段性

岩溶的发育具有阶段性，岩溶发育阶段可分为幼年期、早壮年期、晚壮年期、老年期。

3. 岩溶基准面

岩溶向地下深处发育的下限面为岩溶基准面。一般情况下，区域主河谷谷底及海底通常是该区域的基准面。但受地质构造、水文地质条件及古岩溶等因素的影响，在现代河谷谷底及海底标高以下深处仍有岩溶发育的可能性。

4. 岩溶期

岩溶期是指在地质历史时期中经历了强烈岩溶化的时期。

我国南方地区在第三纪以后普遍发育有三个岩溶期，地貌上形成了三级岩溶剥夷面，详见表 5-1。

表 5-1 我国南方地区岩溶期划分表

地区	岩溶期		期名	岩溶特征
云南	第一岩溶期	白垩纪—第三纪	高原期	海拔 2400m 以上的山峰和夷平面，构成分水岭地形，在路南发育有掩埋石林，局部分布有溶丘、洼地及水平溶洞
	第二岩溶期	第三纪末—第四纪	石林期	海拔 1800～2400m 的岩溶夷平面上发育古风化壳，发育有石林、洼地、溶洞，局部有古峰林，断陷盆地中有第三纪堆积
	第三岩溶期	第四纪以来	峡谷期	南盘江和红水河深切河谷达 500～1000m，两侧发育有溶洞，溯源侵蚀加剧

续表

地区	岩溶期		期名	岩溶特征
贵州	第一岩溶期	白垩纪—第三纪	大娄山期	海拔 2000m 以上的岩溶残余夷平面，残留有由厚层残积层覆盖的岩溶丘陵，低洼处堆积茅台砾岩，亦发育洼地及落水洞
	第二岩溶期	第三纪末—第四纪	山盆期	海拔 1000～1500m 岩溶夷平面，现构成珠江及长江两大水系之分水岭，发育大型溶蚀洼地、坡立谷、峰林及溶洞
	第三岩溶期	第四纪以来	乌江期	乌江深切河谷达数百米，河谷地带岩溶发育，有深达河床以下几十米的现象，发育有四级阶地及溶洞，地表及地下河流均发生袭夺现象
广西	第一岩溶期	白垩纪—第三纪	高山期	岩溶夷平面已成山峰顶面，桂西为 1600～1700m，桂中为 500～700m，桂东为 400～500m
	第二岩溶期	第三纪末—第四纪	峰林期	为峰林发育时期，发育峰林、溶丘、洼地及岩溶平原，峰顶面高程桂西为 1000～1200m，桂中及桂东为 250～300m
	第三岩溶期	第四纪以来	红水河期	为相对稳定时期，切割不深，溶原继承发展于中更新世定形，但仍发育有落水洞、溶洞及暗河
湖北	第一岩溶期	白垩纪—第三纪	鄂西期	分布于分水岭地带，海拔 1500～1800m，古地面上有高约百余米溶丘，古宽谷沿构造发育，谷底有洼地及漏斗叠加地形发育
	第二岩溶期	第三纪末—第四纪	山原期	海拔 600～1000m，为以洼地为主的丘陵洼地地形，丘陵高约 50m，岩溶夷平面向长江河谷倾斜，漏斗、落水洞极发育
	第三岩溶期	第四纪以来	三峡期	发育于长江两岸，地表坡度陡，落水洞发育极深，两岸溶洞很发育

5. 溶洞的多层性

在地貌上，溶洞主要形成在地下水面附近，当河流侵蚀基准面发生变化时，地下水面也随之发生变化，岩溶则在新的岩溶基准面控制下再成排发育。

在地壳运动间歇性上升过程中，通常会形成溶洞的多层性。多层溶洞与阶地一样，均反映了地壳运动及岩溶不断发育的过程。某一地区的溶洞，尤其是阶地型溶洞，其分布高程通常可与当地河谷阶地作对比。

二、岩溶地貌形态

岩溶的地貌形态分为地表岩溶地貌和地下岩溶地貌。

（一）地表岩溶地貌

1. 溶沟和石芽

溶沟和石芽均是地表岩溶的最初形态，二者的高度和深度一般不超过数米。对成片出现的溶沟石芽区可称为溶沟原野。

溶沟是可溶岩表面上的一些沟槽状凹地。溶沟一般较深较长，当溶沟发育规模扩大为宽阔的槽谷时又可称为溶槽。

在沟间凸起状的石脊称为石芽。石芽可细分为全裸露石芽、半裸露石芽和埋藏石芽。对特别巨大的石芽则可称为石林。

2. 溶蚀漏斗

溶蚀漏斗是一种碟形或圆锥形的小型洼地，平面轮廓呈圆形或椭圆形，规模不大，其宽度较深度大，一般宽度数米至数十米，最大可达百米以上，深度数米至十余米。

当漏斗底部的垂直裂隙或溶蚀孔洞被堵塞时，造成漏斗内积水，形成岩溶湖。

当地下洞穴的洞顶坍塌，形成漏斗状的洼地、侧壁较陡、底部有较多的崩积碎屑石块时，则称为塌陷漏斗。

溶蚀漏斗成串分布通常是岩溶地区判明暗河走向的重要标志。

3. 落水洞和竖井

落水洞和竖井是岩溶地区地表水进入地下深处的孔道，是连接地表水和地下暗河的垂直管道。

根据形状特征落水洞又可分为：裂隙状落水洞、井状落水洞、锥状落水洞和袋状落水洞。井状落水洞如坍塌作用显著，井壁陡直，宽度较大，则称为竖井；当发育规模巨大时，直径达数十至数百米，则称为天窗或天坑。

落水洞通常直接分布于地表，有时会被地表黏性土或碎石覆盖，也可套置于岩溶漏斗的底部。落水洞分布地势通常较低，多为现代地表水向地下排泄的通道。竖井通常分布较高，大多不再具地表水向地下排泄作用。

4. 溶蚀洼地

溶蚀洼地是因岩溶的溶蚀作用形成于峰丛、峰林及溶丘之间的呈封闭或半封闭状的洼地，面积一般数平方千米至数十平方千米，由岩溶漏斗逐渐扩大或与相邻漏斗合并而成。

溶蚀洼地容易与溶蚀漏斗相混淆，二者主要区别在于平面规模大小不同。

5. 坡立谷

坡立谷又称岩溶盆地和岩溶平原，是一种有地表

河流穿过的大型溶蚀洼地。

岩溶地区溶蚀洼地进一步发育扩大，面积达数十至数百平方千米，则形成岩溶盆地。

当地壳长期稳定，岩溶盆地经长期的侵蚀作用，垂直循环带内部的形态被破坏无遗，水平循环带内的暗河在谷缘出露成为地表河流，并形成冲积层覆盖，有时还有残余的孤峰和峰林，形成了四周有山环绕的溶蚀准平原，称岩溶平原。岩溶平原代表岩溶发育的后期阶段。

6. 干谷和盲谷

当地壳上升、水平循环带下降，岩溶区发育的部分河谷并不随之下切，而是沿着后期在谷底上发育的岩溶漏斗、落水洞等通道将水吸干，谷底干涸，逐渐形成干谷，是岩溶地区的一种古河谷。有些干谷在暴雨季节尚排泄部分洪水，则称半干谷。

由于岩溶区地表河流常发生遇落水洞或溶洞而转为地下伏流的现象，这种河谷遇石灰岩壁而突然截断，当这种河谷成干谷时，就称盲谷。

7. 峰林地形

峰丛、峰林、孤峰和溶丘可总称为峰林地形，是岩溶地区最常见的正地形。

峰丛是指顶部为尖锐或圆锥状山峰，而中下部相连成簇状的山峰。峰丛多分布于碳酸盐岩山区的中部，或靠近高原、山地的边缘部分，常与溶蚀洼地、漏斗、槽谷等负地形相套生，而组合成峰丛—洼地、峰丛—谷地等组合地貌，属岩溶发育的早期阶段。

峰林是指基座微微相连而成群簇生的山峰。峰林由峰丛进一步发育演变而成，常分布在碳酸盐岩山区的边缘部分，峰林之间常套生溶蚀洼地，而组合成峰林—溶蚀洼地地貌，属岩溶发育的中期阶段。

孤峰是峰林进一步发展的结果，呈分散、孤立的山峰。孤峰常分布于岩溶平原之上，一般低于峰林，高数十至百米，常组合成孤峰—岩溶平原地貌，属岩溶发育的晚期阶段。

溶丘是峰丛、峰林或孤峰形成后，经后期溶蚀—剥蚀作用而形成的平缓丘陵，顶部浑圆、斜坡和缓，高数十至百米，主要分布于高原剥夷面附近，常组合成溶丘—溶蚀洼地地貌或溶丘—谷地地貌。

(二) 地下岩溶地貌

1. 溶洞

根据溶洞成因，可分为以下三种类型：

(1) 阶地型溶洞。在地壳运动相对稳定条件下，沿地下水水平循环带发育基本水平顺直的溶洞。随着地壳运动间歇式上升，可以形成多层水平溶洞。阶地型溶洞一般可以与附近的河流阶地相比较，作为新构造运动研究的标志之一。

(2) 层面型溶洞。沿可溶岩层面裂隙生成，常发育在隔水层之上或岩性较纯的可溶岩层内，呈倾斜或水平状发育。

(3) 裂隙型溶洞。在地下水垂直循环带沿断层或其他构造裂隙生成，其形态、产状和规模一般变化较大。

根据溶洞形态，溶洞又可分为管道状溶洞、阶梯状溶洞、袋状溶洞、廊道式溶洞、厅堂式溶洞、多层洞穴、水平盲洞、通天洞和通山洞等。

2. 地下河和岩溶泉

地下河主要包含伏流与暗河。

地面河流沿岩溶通道潜入地下之后称伏流。伏流常形成于地壳上升、河流下切、河流纵向坡降较大的深切峡谷两岸及深切河谷的上源部分。

由地下水汇集而成的具有一定地下水流域范围的地下河道称为暗河。暗河主要呈近水平发育，虽有出口，而无入口，通常具河流沉积特征。

岩溶水向地表流出的天然露头称为岩溶泉。常在山麓边缘及河谷深切的岩溶地段出露。

三、岩溶堆积物与土洞

(一) 岩溶堆积物

1. 溶蚀残积物

溶蚀残积物主要为红黏土。在岩溶作用下，碳酸盐类岩石被水溶解后所残留下来的富含 Fe_2O_3 和 Al_2O_3 的红色黏土物质，称为红黏土。红黏土多覆盖于溶沟、溶蚀漏斗、溶蚀洼地等底部。

2. 洞穴堆积物

(1) 化学沉积物。含有重碳酸钙的地下水从岩壁裂隙中渗出，由于压力变小，使水中的重碳酸钙处于过饱和状态，逸出二氧化碳气体，部分重碳酸钙重新沉淀为碳酸钙，从而在洞穴内形成化学沉积物。沉淀物主要有石钟乳、石笋和石幔。泉水在出口附近形成的沉淀物称为石灰华或泉华。

(2) 重力堆积物。重力堆积物主要指从洞顶和洞壁崩塌下来的灰岩岩块及石钟乳碎块，是洞穴堆积物的主要组成部分，主要包括岩溶角砾岩或溶塌角砾岩。

(3) 地下河（湖）沉积物。地下河（湖）中，由水流堆积作用形成的具有层理的砂、砾及淤泥等沉积物，称为地下河（湖）沉积物。

(4) 生物及文化堆积物。洞穴中常含有第四纪哺乳动物化石、人类化石级文化遗迹。

(二) 土洞

土洞是指埋藏在岩溶地区可溶性岩层的上覆土层内的空洞。土洞进一步发育扩大，便形成地表塌陷现象。土洞按成因可分为地表水形成的土洞和地下水形成的土洞。

土洞是岩溶作用的产物，土洞发育区通常是岩溶发育区，但岩溶发育区不一定有土洞发育。土洞多发

育在易亲水、易软化、易崩解和抗冲蚀力弱的松软土等黏性土层中。由地下水形成的土洞大多位于高水位与平水位之间。

四、岩溶发育程度

（一）基本要素

1．岩溶点密度

岩溶点密度是指每平方公里场地范围内分布的岩溶洼地、漏斗、落水洞、竖井等地表岩溶形态和水平溶洞、暗河、岩溶泉等地下岩溶形态露头的统计个数，反映了地表岩溶的发育程度，是岩溶地区工程地质调查工作的重要内容。

2．钻孔岩溶率

（1）钻孔线溶率。反映了岩溶洞（隙）出现的比例。

钻孔线溶率=（钻孔中溶蚀洞穴和裂隙总高度÷可溶岩总进尺）×100%

（2）钻孔遇洞率。反映了岩溶洞（隙）出现的频率。

钻孔遇洞率=（遇有溶蚀洞穴或裂隙的钻孔个数÷钻孔总数）×100%

3．洞径规模与溶蚀面起伏度

（1）根据洞径大小，可将洞径规模划分为四级：

1）洞径大于 6m 为大规模；

2）洞径 3～6m 为较大规模；

3）洞径 1～3m 为较小规模；

4）洞径小于 1m 为小规模。

（2）根据每 10m×10m 平面范围内溶蚀基岩面起伏情况，可将溶蚀面起伏度划分为四级：

1）高差大于 10m 为起伏剧烈；

2）高差 5～10m 为起伏大；

3）高差 2～5m 为起伏较大；

4）高差小于 2m 为起伏较小。

（二）岩溶发育程度划分

根据岩溶点密度、钻孔线溶率及场地岩溶现象等因素，场地的岩溶发育程度可按表 5-2 进行综合判定。

表 5-2　　岩溶发育程度分级

岩溶发育程度	岩溶点密度（个/km^2）	钻孔线溶率（%）	场地岩溶现象
极强烈发育	＞50	＞10	地表常见密集的岩溶洼地、漏斗、落水洞、槽谷、石林等多种岩溶形态，溶蚀基岩面起伏剧烈；或地下岩溶形态常见大规模溶洞、暗河及大型溶洞群分布
强烈发育	30～50	5～10	地表常见密集的岩溶洼地、漏斗、落水洞等多种岩溶形态，石芽（石林）、溶沟（槽）强烈发育（或覆盖），溶蚀基岩面起伏大；或地下岩溶形态常见较大规模溶洞、暗河分布
中等发育	3～30	1～5	地表常见岩溶洼地、漏斗、落水洞等多种岩溶形态或岩溶泉出露，石芽（石林）、溶沟（槽）发育（或覆盖），溶蚀基岩面起伏较大；或地下岩溶形态以较小规模溶洞为主
微弱发育	＜3	＜1	地表偶见漏斗、落水洞、石芽、溶沟等岩溶形态或岩溶泉出露，溶蚀基岩面起伏较小；或地下岩溶以溶隙为主，偶见小规模溶洞

注　当同时符合表中某一等级的两项条件时即可判定为相应等级。

五、岩溶勘察要求

火力发电厂、变电站（换流站）等电力工程建设中岩溶勘察应查明场地岩溶和地表塌陷的形态、分布、规模及岩溶发育程度，评价场地和地基的稳定性与适宜性，并提出处理措施。

架空输电线路工程中应优先考虑避开岩溶强烈发育地段，选择相对稳定性较好的地段作为塔基的场地。

（一）各阶段勘察要求

1．初步可行性研究阶段

本阶段应对电力工程建设场地岩溶发育条件、发育程度和岩溶处理难易程度做出基本评价。应以避开岩溶极强烈发育地段，或下列对场地稳定不利地段为本阶段岩土工程勘察工作的重点。对场地稳定不利地段包括如下方面：

（1）发育有浅埋的暗河、厅堂式或大型廊道式溶洞、大型溶洞群；

（2）发育有隐伏的槽谷与漏斗、规模较大的岩溶洼地，或基岩面起伏剧烈；

（3）土洞或塌陷已成片发育；

（4）场地附近大量抽取地下水，或地表水水位升降剧烈，有可能引起场地上覆土层塌陷；

（5）岩溶地下通道排泄不畅、堵塞或涌水，有可能导致暂时性淹没。

2．可行性研究阶段

本阶段应分析岩溶和地面塌陷形成条件、发育规律及其发展趋势，对建设场地岩溶发育程度、岩溶处理难易程度及地基类型进行评价，对岩溶场地的稳定性做出最终评价。

本阶段应重点对建设场地的岩溶发育程度、岩溶处理难易程度进行评价，对岩溶场地的稳定性做出最终评价，以排除建设场地存在难以处理的浅埋暗河、厅堂式或大型廊道式溶洞或大型溶洞群的可能，确保在下阶段岩土工程勘察中不致得出相反的结论。

对地基类型、地基处理难易程度及其他由于工程建设可能引起的地质环境问题应进行分析评价。

3. 初步设计阶段

本阶段应进一步查明建设场地岩溶洞隙及伴生的土洞、地表塌陷的分布、岩溶发育程度和规律，以及基岩面的起伏情况，推荐建（构）筑物地基基础方案。应重点对岩溶整治和地基处理方案进行优化论证，推荐岩土工程条件相对较好的区段作为电力工程主要建（构）筑物的建设场地。

本阶段勘察除应进一步查明场地岩溶发育程度和发育规律外，尚应查明基岩面，特别是隐伏型岩溶基岩面的起伏情况。

4. 施工图设计阶段

本阶段应详细查明基岩面起伏、上覆土层性质，各种岩溶洞隙和土洞的位置、形态、规模、埋深，围岩顶板的厚度和破碎情况，洞壁岩体的结构与强度，洞隙内堆填物的性状以及地下水埋藏特征等。对各建（构）筑物地基的稳定性和建筑条件做出详细评价，提供地基计算和工程处理所需的岩土技术参数。

5. 施工勘察

施工勘察是指对于地质条件复杂或有特殊施工要求的建（构）筑物，需要在施工过程中查明工程地质条件而进行的专项勘察。施工勘察是岩溶地区勘察的重要工作。

施工勘察应针对某一建筑地段或尚待查明的专门问题进行补充勘察。

对岩溶发育程度为中等及以上的建筑场地应进行施工勘察并要求如下：

（1）对大直径嵌岩桩及一柱一桩的基础，应逐桩布置勘探点，勘探深度应符合相关要求。

（2）对地基基础设计等级为甲级的建（构）筑物，当基底或桩端以下岩溶洞穴规模较大或基岩面起伏大时，尚应沿基础周线或桩周加密布置勘探点，每基础或基桩应布置 2 个或 2 个以上勘探点，并应适当加大勘探深度；当采用梁板跨越或洞底支撑处理时，应在梁板端部或支撑基础处各布置 1～2 个勘探点。

（3）对基坑底出现的岩溶洞隙，应增布追索性钻孔，将洞隙延伸范围、充填物查清。查明基坑底部岩溶洞隙发育情况时，可在坑底布置小口径钻孔或工程物探，探查深度不宜小于 5m。查明基坑底下有无土洞及基岩面的起伏情况时，可布置较密集轻型动力触探试验并注水探查。

（二）岩溶场地主要勘察方法

1. 岩溶工程地质测绘与调查

（1）查明岩溶的形态类型、位置标高、规模大小、埋藏延伸方向、顶板与底板形状与坡度、围岩结构及洞内的充填情况，以及洞体的稳定程度、土洞塌陷时间与形成因素等。必要时，应进行素描、断面实测和摄影录像。

（2）调查岩溶发育与地层岩性、地质构造和地形地貌的关系，并根据岩溶发育程度的差异性，划分出不同岩溶岩组或岩溶发育区（带）。

（3）调查岩溶水的类型、标高，所在的层位、流向和流量的季节变化，以及与地表水体的关系。调查岩溶水文环境、水质与污染情况。调查建设场地周围有无显著改变地下水动态的因素，并判定对建设场地有无影响。

（4）调查土洞、塌陷和碟形洼地等地面变形的位置、形态、规模和分布密度，分析其产生原因，并划分土洞发育程度区段。

（5）调查建设场地当地岩溶地基的勘察、设计、施工和处理的经验。

2. 勘探与取样

（1）工程钻探。工程钻探主要包括取芯钻探、小口径钻探与轻型动力触探试验、无芯钻探。

1）取芯钻探。主要用于查明岩土层的成分、性质、结构、厚度、产状及地质构造，基岩面起伏和埋藏深度，溶洞顶板厚度和完整性，溶洞充填情况、充填物组成及性质，地下溶洞与暗河的分布、形状、规模，地下水的埋深、性质、动态变化及水动力特征等；也可用于工程地质测绘调查与调查、工程物探成果验证、钻孔取样、施工超前钻探等。

2）小口径钻探与轻型动力触探试验。小口径钻探包括小麻花钻、洛阳铲等。小口径钻探主要用于探查浅表覆盖层厚度、性质及分布，浅埋土洞，也可用于施工基坑底部溶沟中土层探查。轻型动力触探试验仅用于施工勘察中探查基坑底部溶沟土层厚度。

3）无芯钻探。无芯钻探仅适用于施工勘察，包括风镐钻探、锚杆钻探等。风镐钻探适用于探查基坑底部洞隙分布。锚杆钻探适用于探查基坑底部或灌注桩桩端以下洞隙分布。

（2）井探与槽探。井探、槽探主要用于直接揭示和查明浅部岩溶洞隙的形态、规律和发育状况，以及断层和裂隙分布、岩性分界等。对大型电力工程，必要时可采用洞探方法。

（3）取样与试验。可利用岩芯制作岩石试样或探井、探槽中刻取土样和岩样。有条件时可在溶洞和基坑底部刻取土样或环刀取样。

3. 工程物探

工程物探方法是一种辅助和间接勘探手段，主要用于工程可行性研究阶段和初步设计阶段勘察，必要时也可用于初步可行性研究阶段勘察。

根据场地条件，溶洞和土洞的探测可采用下列工程物探方法：

（1）地表没有覆盖层时，岩溶探测宜选择地质雷

达法、瞬变电磁法。

（2）覆盖层厚度较小时，岩溶和土洞探测可选择高密度电法、地质雷达法、弹性波法、电测深法、电剖面法、浅层反射波法、浅层折射波法、瞬变电磁法等。

（3）覆盖层厚度较大时，岩溶探测宜选择瞬变电磁法等。

（4）探测钻孔周围岩溶或土洞时，宜选择孔中地质雷达法、井下电视等。

（5）土洞埋藏较浅时宜选择地质雷达法、弹性波法等。埋藏较深时宜选择高密度电法、浅层反射波法、浅层折射波法、瞬变电磁法等。

4. 土洞探查

土洞勘察可采用钻探、工程物探、静力触探试验、小口径钻探、轻型动力触探试验及岩溶地质调查等综合手段。

对下列地段，应重点探查土洞发育情况：

（1）场地上覆土层的厚度较小，土中裂隙及其下岩体洞隙发育；

（2）无充填的溶隙、裂隙发育的岩体与土体相交接的部位；

（3）在构造带或宽大裂隙带上，以及两组构造裂隙带交汇处；

（4）隐伏浅埋的溶沟、溶槽、漏斗等岩溶形态，且其上有软弱土体分布的地段；

（5）抽排地下水时，地下水位升降剧烈的变动范围，尤其在地下水频繁活动的岩土交界处；

（6）地势低洼的碟形地及靠近地表水体近旁的地段，或地表水经常积聚下渗的活动地带。

六、岩溶地基稳定性评价与处理

岩溶对建（构）筑物地基稳定的影响，一方面表现为建（构）筑物基础下部岩溶洞穴顶板坍塌，导致基础塌落或倾覆失稳；另一方面为溶蚀基岩面剧烈起伏、倾斜，导致基础、桩端滑移失稳。

对岩溶建（构）筑物地基的稳定性评价方法还是以定性评价和经验类比为主，定量评价和理论计算为辅。

（一）地基稳定性定性分析评价

1. 天然溶洞稳定性分析评价

天然溶洞稳定性分级见表 5-3。

表 5-3　　天然溶洞稳定性分级表

等级	影响因素				
	地层岩性	地质构造	地下水条件	洞体表面特征	洞底堆积物
稳定	厚层至巨厚层灰岩，无软弱夹层，层面胶结好	无褶皱、断层；裂隙不发育，仅有 1～2 组较明显的裂隙，裂隙呈闭合状或胶结好；未形成临空不稳定切割体	洞内很少积水；四周支洞少，洞内无暗河通过	洞顶、侧壁均有钙壳、溶蚀窝状面，洞体表面较平整，无危岩和近期崩塌痕迹	洞底平坦，表层堆积物为黏性土或钙质胶结物，不含块石
基本稳定	厚层至中厚层灰岩，层面有一定程度胶结	有小型褶皱、断层；有 2～3 组连续性差的裂隙；形成的临空切割体少	断层中有季节性地下水活动；四周支洞较少，暗河易于查明、处理	洞顶有钙壳、溶蚀窝状面，有少量钟乳石、灰华物，无近期崩塌痕迹，有少量危岩	洞底平坦，表层堆积物中有少量块石，或有古崩塌体
稳定性差	中厚层夹薄层灰岩，层面胶结差	断层发育；有 3 组以上的裂隙，且胶结差；形成较多的临空切割体	顶板、断层中有地下水活动；四周支洞较多，暗河分布较复杂，不易查明、处理	洞顶钙壳和窝状溶蚀面少，钟乳石多，侧壁有含泥较多的灰华物分布，局部地段有危岩和近期崩塌痕迹	有近期崩塌堆积物，有大量块石
不稳定	薄层至中厚层灰岩，有软弱夹层，层面胶结差	断层很发育；裂隙在 4 组以上，呈张开状，充水夹泥；形成大量的临空切割体	洞内、断层中有严重积水；四周大小支洞多，暗河分布复杂，难以查明、处理	危岩和近期崩塌痕迹多，钟乳石、石笋、石柱等林立丛生，灰华物大面积分布	洞底为暗河或大量近期崩塌物

注　评价时对各要素需综合考虑，如条件不完全符合某一等级或好坏交叉时，可按地层岩性、地质构造和洞体表面特征等三项主要因素来评定。

2. 岩溶地基稳定性评价

（1）岩溶地基稳定性评价原则。

对于完整、较完整的坚硬岩、较硬岩地基，当符合下列条件之一时，可不考虑岩溶对建（构）筑物地基稳定性的影响：

1）洞体较小，建（构）筑物基础底面积大于洞的平面尺寸，并有足够的支承长度；

2）洞体顶板岩层厚度不小于洞体跨度。

地基基础设计等级为丙级的建（构）筑物，当符合下列条件之一时，可不考虑岩溶对地基稳定性的影响：

1）基础底面以下存在面积小于基础底面积的1/4的垂直洞隙，但基底岩石面积满足上部荷载要求；

2）基础底面以下土层厚度大于单独基础宽度的3倍或条形基础宽度的6倍，且在使用期间不具备形成土洞的条件；

3）基础底面以下土层厚度小于单独基础宽度的3倍或条形基础宽度的6倍，但溶洞或溶隙被沉积物填满，其沉积物地基承载力特征值大于150kPa，且在使用期间无被水冲蚀的可能。

当不符合上述条件时，应进行下列洞体地基稳定性分析评价：

1）顶板不稳定，但洞内为密实堆积物充填且无流水活动时，可认为堆填物受力，按不均匀地基进行分析评价；

2）当能取得计算参数时，可将洞体顶板视为结构自承重体系进行力学分析；

3）有工程经验的地区，可按工程类比法进行稳定性分析评价；

4）在基础近旁有洞隙和临空面时，应验算向临空面倾覆或沿裂面滑移的可能；

5）当地基为石膏、岩盐等易溶岩时，应考虑溶蚀继续作用的不利影响；

6）对不稳定的岩溶洞隙可建议采用地基处理或桩基础。

当场地存在下列情况之一时，可判定为未经处理不宜作为地基的不利地段：

1）浅层洞体或溶洞群，洞径大，且不稳定的地段；

2）埋藏的漏斗、槽谷等，并覆盖有软弱土体的地段；

3）岩溶水排泄不畅，可能暂时淹没的地段。

（2）岩溶地基稳定性评价内容。

土洞对地基影响分析评价应包括下列内容：

1）在地下水强烈活动于岩土交界面的地区，应考虑由地下水作用所形成的土洞对地基的影响，预测地下水位在建（构）筑物使用期间的变化趋势。建（构）筑物总平面布置前，应取得建设场地土洞发育程度分区资料。施工时，除已查明的土洞外，尚应沿基坑、基槽进一步查明土洞的特征和分布情况。

2）在地下水位高于基岩表面的岩溶地区，应注意人工降水引起土洞进一步发育或地表塌陷的可能性。塌陷区的范围及方向可根据水文地质条件和抽水试验的观测结果综合分析确定。在塌陷范围内不应采用天然地基，并应注意降水对周围环境和建（构）筑物的影响。

（3）岩溶地基稳定性评价方法。

常用的地基稳定性评价方法，是一种经验比拟法，仅适用于一般工程。其特点是，根据已查明的地质条件，结合建（构）筑物基底荷载情况，对影响溶洞稳定性的各种因素进行分析比较，做出稳定性评价。各因素对地基稳定的有利或不利情况见表5-4。

表5-4　　岩溶地基稳定性评价

评价因素	对稳定有利	对稳定不利
地质构造	无断裂、褶曲，裂隙不发育或胶结良好	有断裂、褶曲，裂隙发育，有两组以上张开裂隙切割岩体，呈干砌状
岩层产状	走向与洞轴线正交或斜交，倾角平缓	走向与洞轴线平行，倾角陡
岩性和层厚	厚层块状，纯质灰岩，强度高	薄层石灰岩、泥灰岩、白云质灰岩，有互层，岩体强度低
洞体形态及埋藏条件	埋藏深，覆盖层厚，洞体小（与基础尺寸比较），溶洞呈竖井状或裂隙状，单体分布	埋藏浅，在基底附近，洞径大，呈扁平状，复体相连
顶板情况	顶板厚度与洞跨比值大，平板状，或呈拱状，有钙质胶结	顶板厚度与洞跨比值小，有切割的悬挂岩体，未胶结
充填情况	为密实沉积物填满，且无被水冲蚀的可能性	未充填，半充填或水流冲蚀充填物
地下水	无地下水	有水流或间歇性水流
地震设防烈度	地震设防烈度小于7度	地震设防烈度大于或等于7度
建（构）筑物荷重及重要性	建（构）筑物荷重小，为一般建（构）筑物	建（构）筑物荷重大，为重要建（构）筑物

（二）溶洞顶板稳定性验算

目前主要是采用按经验公式对溶洞顶板的稳定性进行验算。

1. 溶洞顶板坍塌自行填塞洞体估算

溶洞顶板坍塌后塌落体积增大，当塌落至一定高度时溶洞空间自行塞满，无需考虑其对地基的影响。

当溶洞顶板为中厚层或薄层、裂隙发育、易风化的岩层，顶板有坍塌可能的溶洞或仅知道洞体高度时，溶洞自行塞满所需塌落高度H按式（5-1）计算：

$$H=\frac{H_0}{K-1} \tag{5-1}$$

式中　H_0——塌落前洞体最大高度，m；

K——岩石松散系数，石灰岩取1.2，黏土取1.05。

2. 洞室顶板抗弯和抗剪稳定性验算

溶洞顶板具有一定厚度，岩体抗弯强度大于弯矩、抗剪强度大于其所受到的剪力时，则洞室顶板稳定。

（1）溶洞顶板按梁板受力计算。当顶板跨中有裂

隙，顶板两端支座处岩石坚固完整时，按悬臂梁考虑，计算受力弯矩按式（5-2）计算。

$$M=\frac{1}{2}ql^2 \tag{5-2}$$

若裂隙位于支座处，而顶板较完整时，按简支梁考虑，受力弯矩按式（5-3）计算。

$$M=\frac{1}{8}ql^2 \tag{5-3}$$

若支座和顶板岩层均较完整，按两端固定梁考虑，受力弯矩按式（5-4）计算。

$$M=\frac{1}{12}ql^2 \tag{5-4}$$

（2）抗弯强度验算。抗弯强度按式（5-5）验算。

$$H\geqslant\sqrt{\frac{6M}{b\sigma}} \tag{5-5}$$

（3）抗剪强度验算。抗剪强度按式（5-6）验算。

$$H\geqslant\sqrt{\frac{4f_s}{S}} \tag{5-6}$$

式中 M——弯矩，kN·m。

q——顶板总荷载，kN/m。为顶板岩体自重、顶板上覆土体自重和顶板上附加荷载之和。

l——溶洞跨度，m。

σ——岩体计算抗弯强度，kPa。石灰石一般为允许抗压强度的1/8。

f_s——支座处的剪力，kN。

S——岩体计算抗剪强，kPa。石灰石一般为允许抗压强度的1/12。

b——梁板宽度，m。

H——顶板岩层厚度，m。

3. 顶板抗剪切稳定性验算

溶洞顶板能抵抗受荷载剪切的厚度，按极限平衡条件，根据式（5-7）～式（5-9）计算。

$$T\geqslant P \tag{5-7}$$

$$T=HSL \tag{5-8}$$

$$H=\frac{T}{SL} \tag{5-9}$$

式中 T——溶洞顶板的总抗剪力，kN；

P——溶洞顶板所受总荷载，kN；

L——溶洞平面的周长，m。

S、H同式（5-6）中的意义。

第二节 滑 坡 勘 察

滑坡是山区电力工程建设中，特别是山区架空输电线路工程中最常见的不良地质作用之一。

滑坡勘察应查明如下内容：

（1）滑坡类型和要素、滑坡的范围、性质、地质背景及其危害程度。一个发育完全的滑坡，一般有下列要素：

1）滑坡体：滑坡发生后，脱离母体的滑动部分。

2）滑坡周界：滑坡体与周围母体在平面上的分界线。

3）滑坡壁：滑坡体位移后，其后方裸露在外面的母体陡壁，平面上多呈弧圈状。

4）滑动面（带）：滑坡体相对下伏母体下滑的连续破裂界面。

5）滑坡台阶：滑坡体上，由于各段滑动的速度差异所形成的错台。

6）滑坡舌：滑坡体前部脱离滑床形如舌状的部分。

7）滑坡床：滑坡滑动时所依附的下伏不动母体。

8）滑坡鼓丘：滑坡体向下滑动时，因滑坡床起伏不平而受阻，在地表形成的隆起丘状地形。

9）滑坡洼地：滑坡体与滑坡壁或两级滑坡体间拉开的沟槽状低洼封门地形，当地表水在此汇集或地下水出露，则积水成潭。

10）滑坡轴线：滑坡体上滑动速度最快的部分的纵向连线，它代表单个滑坡体滑动的方向，位于滑坡体推力最大、滑坡床凹槽最深的纵断面上，可为直线或曲线。

11）滑坡裂缝：按其受力状态分成拉张裂缝、剪切裂缝、鼓张裂缝、扇形张裂缝。

（2）分析滑坡产生的原因（变形机制）。

（3）提出滑坡稳定性验算所需的岩土参数，进行滑坡稳定性验算和岩土工程分析评价。

（4）预测滑坡的发展趋势，提出防治对策、方案或整治设计的建议。

一、滑坡的形成条件

（一）地质条件

1. 地形地貌

一般江海、湖泊、水库、冲沟的斜坡，以及前缘开阔的山坡、已建工程建（构）筑物的边坡等都是易发生滑坡的地貌部位。坡度大于10°，小于45°下陡中缓上陡、上部成环状的坡形是易产生滑坡的有利地形。

容易形成滑坡的地形地貌主要有：

（1）容易汇集地表水和地下水的洼形斜坡地段；

（2）易受流水冲刷和淘蚀的山区河流的凹岸斜坡地段；

（3）由堆积土和基岩组成的上陡下缓，下伏基岩向坡外倾斜的斜坡地段；

（4）黄土塬边及黄土地区高阶地前缘的斜坡地段；

（5）由采矿引起的塌陷地貌，应注意在适当的临

空位置产生滑坡的可能。

2. 地质构造

各种节理、裂隙、层面、断层发育的斜坡，特别是当平行和垂直斜坡的陡倾角构造面及顺坡缓倾的构造面发育时，最易发生滑坡。

容易形成滑坡的地质构造主要有：

（1）断层破碎带易产生破碎岩石滑坡。

（2）褶曲轴部的岩体滑动。

（3）单斜岩体中的顺层滑动。

（4）错落体转化形成的岩体滑坡。

3. 岩土类型

结构松散，抗剪强度和抗风化能力较低，在水的作用下其性质易发生变化的岩土，如松散覆盖层、黄土、红黏土、页岩、泥岩、煤系地层、凝灰岩、片岩、板岩、千枚岩等及软硬相间的岩层所构成的斜坡易发生滑坡。

下列岩土层中若具有贮水构造、聚水条件和下部有隔水的软弱面时，易于形成滑坡：

（1）易于风化或遇水易软化的软质岩层；

（2）硬质岩中有软弱夹层时；

（3）上部松散、下部致密的黏性土、膨胀土地层或各种成因的堆积黏性土地层。

4. 水文地质条件

地下水活动在滑坡形成中起着主要作用。地下水的作用主要表现在软化岩土，降低岩土体的强度，产生动水压力和孔隙水压力，潜蚀岩土，增大岩土容重，对透水岩层产生浮托力等。地下水对滑面（带）的软化作用和降低强度的作用最为突出。

容易形成滑坡的水文地质条件主要有：

（1）气候条件：气候的寒暖及干湿变化，促使斜坡岩土体风化，降低岩石强度，减少土体黏聚力，加之雨水的渗入，斜坡的稳定性被削弱。

（2）地表水作用。

（3）地下水作用。

（二）内外营力（动力）与人为作用

现今地壳运动的地区和人类工程活动的频繁地区是滑坡多发区。外界因素主要的诱发因素有地震、降雨和融雪、地表水的冲刷、浸泡、河流等地表水体对斜坡坡脚的不断冲刷，不合理的工程活动。这些因素均可诱发滑坡。

滑坡的各种诱发因素归纳见表5-5。

表5-5 滑坡诱发因素分类

滑坡的诱发因素	说明
大气降雨	1．降雨除产生坡面径流外，还有相当部分渗入到坡体中，加大了坡体重量，增加了下滑力； 2．降雨渗透到隔水层顶面时，将在这里聚集，并使这里的物质软化甚至泥化，降低摩阻力，形成滑面或滑带； 3．坡体中的孔隙水压力增加将降低有效应力，最终导致滑带摩阻力降低； 4．充斥于坡体裂隙中的地下水将对坡体产生静水压力，有利于坡体下滑； 5．滑体部分或全部饱水后，地下水将对滑体产生浮力，降低滑体对滑床的正应力，使滑面摩阻力降低
河（库）水位升降	水位上升时，岸坡中的地下水位亦会抬升，扩大了地下水的浸泡范围，降低了潜在滑面的摩阻力； 水位急剧下降时，由于地下水排泄较慢，从而产生较大的水头差，形成动水压力，对斜坡稳定产生不利影响
地震	1．地震产生强大的附加力，可使山体上原本已接近临界状态的斜坡发生滑动； 2．地震松动了岩土体，地表出现大量裂缝，如再遇到大量降雨，则渗入到岩土体中后导致本已松动的岩体沿下伏相对较完整的地层滑动
工农业用水及生活用水渗透	生产生活用水的随意排放，为一些古老滑坡的复活创造了条件； 西南山区梯田耕种时，水田种植时采用大田漫灌方式，年复一年周期性的长期超量漫灌结果，一是会引起地面下沉，二是会引发大量的滑坡

二、滑坡勘察工作原则

当拟建厂（站）址以及山区输电线路路径及附近存在对工程安全有影响的滑坡时，应进行专门的滑坡勘察。

（一）滑坡勘察基本要求

1. 厂（站）址滑坡勘察基本要求

厂（站）址滑坡勘察宜在前期勘察阶段实施。在厂（站）址勘察中，应在初步可行性研究阶段加强调查收资，初步查明拟选厂（站）址及附近是否发育影响场地整体稳定的滑坡，并明确提出避让的建议。对厂（站）址位置较为固定的电力工程，无法避让滑坡时应在可行性研究或初步设计阶段进行专门的滑坡勘察，查明其类型、范围、要素及对整个场地稳定的影响，并提出整治方案。

2. 输电线路滑坡勘察基本要求

对于输电线路工程，以避让为主原则。

可行性研究阶段方案选择应在工程地质调查的基础上，对存在的滑坡和可能失稳的斜坡地带采取避让处理。对于无法避让的滑坡，应初步分析评价其稳定性影响，提供可能的治理方案。

对山区输电线路工程中常遇的滑坡地质灾害处理中，应急治理是滑坡防治的特殊阶段，应选择合理、高效的手段，合理判断滑坡的形成机理、变形滑移趋势等，为快速、安全、经济治理滑坡提供分析依据。

（二）主要任务和勘察手段

滑坡勘察的任务是查明滑坡形成的地质环境条件，分析滑坡发生的诱因和变形机制，评价滑坡的稳定性和初步提出滑坡整治方案。重点是查明滑坡类型和各要素（特别是滑动面、滑带）。

滑坡的勘察手段主要包括搜集资料、工程遥感、工程地质测绘与调查、钻探、井（槽）探、原位测试、土工试验等。

（三）勘探线和点布置

1. 勘探线布置

一般沿滑坡主滑轴线上布置勘探线。小型滑坡可沿主滑方向布置一条纵剖面或纵、横剖面相互垂直布置。大型复杂滑坡尚需在主滑断面两侧和垂直主滑断面的方向分别布置1～2条具有代表性的纵、横剖面。另外，必要时也可根据滑坡与厂（站）址主要建（构）筑物、输电线路塔基的相对关系，适当增加剖面。

2. 勘探点布置

主滑方向勘探线上的勘探点不宜少于5个，其中在滑坡中、下部布置1～2个控制性钻孔；对于主滑轴线滑动面起伏变化较大的地段，可加密 1～2 个勘探点；勘探点间距不宜大于40m。

三、滑坡勘察方法

（一）工程遥感

工程遥感技术可在宏观上对影响电力工程建设的滑坡整体轮廓、边界、地层构造及特征进行解译、判定，特别是大型滑坡发育的山区输电线路工程可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察，可开展工程遥感解译使路径从宏观上发现并避让大型滑坡发育区。

遥感解译的程序一般为：准备工作、室内判译、外业核对、整理资料。一般应先于地面工程地质测绘工作，图像解译工作可结合地面工程地质测绘和工程物探工作进行。宜用不同时间、不同波段的航空影像进行综合解译。有条件时，宜用大比例尺的航片，如比例尺为1:5000～1:10000。

采用遥感图像进行解译时，通常应用下列标志：

（1）性状。是地貌的形态特征，包括边坡的陡缓、水系和沟谷发育情况，临空面、顺坡裂纹、顺坡陡坎等。大型失稳边坡均有清楚的特殊外形轮廓。

（2）色调。滑坡边界的陡峻地段，影像中多呈现较深的色调。失稳斜坡有时色调愈深，时间愈老；色调浅、轮廓清楚的滑坡，其发生时间新。一般情况下滑坡体的色调深，滑舌色调浅。

（3）规模。通过影像性状可按比例尺直接从图像中测量其大小，其高差也可以用立体测量仪或视差棒测量。

（4）阴影。陡坡、峭壁在图像中常有阴影存在，阴影大小在一定程度上反映了陡坡峭壁的范围和高度。细长线性阴影通常与滑坡的裂纹、陡坎有关。

（5）水系特征。坍滑体一般都堆积在斜坡下部，滑坡体常延伸至河中或隔断细沟，迫使水系沿滑坡舌弯曲，改变原有水系形态；水系被阻断或流向突然转弯的地段，间接显示坍滑体的存在。

（二）工程地质测绘与调查

1. 工程地质测绘与调查主要任务

（1）搜集已有地形图、区域地质背景资料、水文气象资料，以及地震和人类活动等相关资料，工程前期配套的地质灾害危险性评估报告、国土部门进行的地质灾害小区划工作、航（卫）片等资料是搜集资料的重要内容。了解当地滑坡史，易滑地层的分布。输电线路工程应注意收集开挖边坡、弃土弃渣堆放、砍伐植被等人类活动。

（2）调查地层层序、结构特征及分布范围、不同类型土层面、土层与岩石接触面上可能存在的软弱夹层。

（3）调查微地貌形态及演变过程，圈定滑坡周界、滑坡壁、滑坡平台、滑坡舌、滑坡裂隙、滑坡鼓丘等要素。

（4）调查滑动带部位、滑坡指向、倾角，滑带的组成和岩土状态，裂隙位置、方向、深度、宽度、产生时间，延伸长度、切割关系和力学属性。

（5）调查地下水的情况、泉水出露地点及流量，滑坡地区的降水量分布，地表水体，湿地分布及变迁情况。

（6）调查分析滑坡产生与强降雨、河流冲沟侧向侵蚀、水库蓄水、工程开挖等因素的关系。

（7）调查滑坡带内外建（构）筑物、树木等的变形、位移及其破坏的时间和过程。对滑坡的重点部位宜摄影或录像。特别是山区输电线路勘察经验表明，现场走访当地政府和居民对了解和掌握路径及塔位附近是否存在滑坡很有帮助。

（8）分析滑坡的主要方向、主滑段、抗滑段及其变化；分析滑动面的层数、深度和埋藏条件及其向上、向下发展的可能性；滑坡成因类型，可能的形成时期。

（9）调查当地整治滑坡的经验。

2. 工程地质测绘与调查范围

工程地质测绘及调查范围应大于研究地段的范围，包括滑坡及其邻近能反映生成环境或有可能再发生滑坡的危险地段，以及滑坡体以外可能对滑坡的形成和活动产生影响的地段。具体应包括后缘壁至前缘

剪出口及两侧缘壁之间的整个滑坡，并外延到滑坡可能影响的范围。

3. 工程地质测绘与调查比例尺

工程地质测绘及调查应根据勘察阶段和滑坡（或滑坡群）的复杂程度选定。

（1）若滑坡的成灾条件较为简单、工程影响较小时，不必分阶段进行，一般采用 1:200～1:1000 比例尺；

（2）对于复杂滑坡，或者某些滑坡的特殊阶段，可采用 1:100～1:1000；

（3）用于滑坡整治设计时，宜采用 1:200～1:500 大比例尺图件进行测绘。

4. 工程地质测绘与调查工作内容

滑坡工程地质测绘和调查的工作内容主要围绕查明各滑坡要素开展。

（1）观察描述滑坡所处的地貌部位、斜坡形态、沟谷发育情况、河岸冲刷情况、堆积物和地表水的汇聚情况，以确定滑坡产生的时代、发展和稳定情况。重点应观察滑坡微地貌形态、岩性组成、松动破碎情况及含泥、水情况。

应重点观察滑坡的边界特征，包括后缘滑坡壁的位置、产状、高度及其壁面上擦痕方向等。滑坡两侧界线的位置与性状，前缘出露位置及剪出情况，以及露头上滑床的性状特征等。应观察滑坡体两侧是否形成沟谷、是否有双沟同源现象，以及滑坡体上尚存在地面开裂、醉汉林、马刀树以及已有电力设施（如输电线路杆塔）和建（构）筑物倾斜、拉裂等现象。

（2）查明滑坡体及其外围的地层岩性组成，并进行对比。应查明与滑坡形成有关的基岩软弱夹层的分布及其水理、物理和力学性质特征，岩石风化特征，覆盖层成因、岩性及其中软弱黏土夹层的空间分布位置、富水程度及密实程度等。

（3）选定标准岩层进行滑坡体与其外围同一地层的层位对比，确定滑坡的位移距离。当为顺层滑坡时，可利用具有较为明显特点的后缘与两侧岩土体组合进行对比。

（4）查明滑坡体及其外围的岩层产状、拉裂后壁、裂缝位置及其性状的变化，滑坡产生与岩层产状、断层分布、断层带特征及裂隙特征的关系；堆积层与基岩接触面的陡度、性状及其与滑坡的关系。

（5）查明滑坡地段地下水的补给、径流、排泄条件，含水层、隔水层的分布及遭受滑坡破坏的情况，地下水位及泉水的出露位置、动态变化情况。

（6）进一步观察、研究岩土体结构构造和水文地质特征，结合勘探工作鉴定、确定滑动面（带）和滑坡床。

（7）查明滑坡的活动特征，如发生时间，目前的发展特点及其与降雨、地震、洪水和工程建设活动之间的关系。在滑坡调查中，必须重视调查访问工作。

（三）工程物探

对规模较大的滑坡，宜布置工程物探工作。具体工作包括：圈定滑坡体（或滑坡群）的空间分布界线，探测滑坡区的含水状况，探测结构面和滑动面（带）的数量、深度及形态变化，探测滑坡体（或滑坡群）的地层结构、隐伏边界及隐伏地质体（或构造）。

滑坡探测的方法可采用直流电法、电磁波法，弹性波法和井中探测法等。当滑坡规模大、成灾地质条件复杂时，应采用综合物探方法。考虑到工程物探为一间接勘测手段，必要时可用钻孔验证。

当滑坡体含水量较低或呈干燥状态时，一般采用浅层高分辨率反射地震勘探法。当滑坡体含水量高或岩土体十分潮湿时，可采用电法勘探突出其电导性特征。

外业工作中可在滑坡体上先行试验，选择工程物探方法、观测系统和仪器工作参数；测线应沿滑动方向布置，并布置少量垂直滑动方向的横测线。

（四）工程钻探

1. 主要目的任务

工程钻探的目的是查明滑坡及其邻近地段滑坡的地质构造，滑坡床（带）的形状、埋深及特征，滑坡体中地下水的位置、层数、涌水量和补给源等，为评价滑坡的稳定性、防治滑坡提供地质资料和数据。

工程钻探的主要任务如下：

（1）查明滑坡体的岩性，特别是软弱夹层、软土的层位、岩性、厚度及其空间变化规律。

（2）查明滑坡体内透水、含水层（组）的岩性、厚度、埋藏条件、地下水的水位及水量。

（3）采取滑动面（带）岩、土和水体样品进行室内及野外试验，了解岩土体的工程地质性质及其变化。

（4）验证工程地质测绘和调查结论，以及工程物探异常或争议问题。

2. 钻孔布置

钻孔布置时应充分研究和利用已有的工程物探和地面工程地质测绘的资料。可先在滑坡的上、中、下部进行控制性勘探，然后根据具体情况加密勘探孔。

钻孔点、勘探线的布置应能查明滑坡的岩土结构及性质，滑动面的深度、起伏变化形态，滑动带的物质组成、厚度及性质，主滑方向，地下水的埋藏情况等。

3. 钻孔深度

钻孔深度一般需穿透最下一层滑动面，控制性钻孔应进入滑床下稳定地层 3～5m；当滑动面有向深处发展的可能时，可加大勘探点深度。

为抗滑桩、锚杆（索）等支挡设施的勘探点深度，尚应达到设计的锚固深度以下不小于 3m。钻孔深尚应

考虑滑坡整治因素。

4. 钻探要求

（1）应采用干钻方式、双层岩芯管、无泵反循环钻进等，以保证滑坡钻探的岩芯质量。

（2）采取原状土样的钻孔直径不小于 130mm。必须全孔连续取芯钻进，并保证岩芯采取率。

（3）钻进中应随时注意地层的破碎、密度、湿度的变化情况，详细观察分析确定滑动面位置。特别注意观察滑带土的特点、鉴定滑带土的物质组成。滑面段岩芯晾干后，用锤轻敲或用刀沿滑面剖开，测出滑面倾角和沿擦痕方向的视倾角，供确定滑动面时参考。

当钻进接近预计滑动面附近时，回次进尺不应超过 0.15～0.30m，以减少岩芯的扰动，便于鉴定滑动面特征。

钻进过程中应注意钻进速度及感觉的变化，并测量缩孔、掉块、漏水，套管变形的部位，同时注意地下水位的观测。

（4）钻进过程中应在滑动面附近采取岩土试样，当滑动面的深度不确定时，应在预计的滑动带附近连续采取岩土试样。

（五）井探或槽探

主要用于查明滑坡体的周界，滑坡体的内部特征，揭露地下水的埋藏情况等。一般常采用井探、槽探确定滑坡周界，有时也可作为现场大面积剪切试验的试坑。为查明滑坡体内部的特征，常采用竖井。

对于重要的且不宜查明其埋深的滑坡，在滑坡中部、前缘开挖 1～2 个竖井，便于直接找出滑床的位置，并利于观察滑坡要素及内部结构特征和采取试验样品。

井（槽）探中尚可用于滑动面（带）和稳定地层中采取土试样。

井（槽）探除配合钻探工作沿主滑方向布置外，尚应选择滑坡的后壁及侧壁等部位布置探井或探槽。

四、滑动面土抗剪强度的分析和选择

滑动面（带）的抗剪强度计算指标应根据室内、室外试验结果，结合反演法及工程地质类比法等方法综合确定。

剪切试验条件宜与滑动受力条件、滑动方向相似。在条件许可的情况下应进行现场原位滑动面（带）的剪切试验。

1. 试验方法确定抗剪强度

（1）宜采用室内、野外滑动面重合剪，滑动带宜作重塑土或原状土的多次剪切试验，并求出多次剪切和残余剪切的抗剪强度。

（2）试验宜采用与滑动受力条件相似的方法，用快剪、饱和快剪或固结快剪、饱和固结快剪。

2. 反演法确定抗剪强度

可采用参数反演分析方法检验滑动面的抗剪强度指标，并应符合：

（1）采用滑动后实测的主滑断面进行计算。

（2）需合理选择稳定安全系数 K 值。一般条件下，对正在变形～滑动的滑坡，K 值取 0.95～1；对处于暂时稳定～变形的滑坡，K 值取 1～1.05。

（3）宜根据抗剪强度（c、φ）值的试验结果及经验数据，先给定其中某一比较稳定值，反求另一值。

（4）应估计该滑坡达到的最不利情况的可能性。

3. 工程地质类比法

工程地质类比的原则是相似性，除了拟勘察滑坡在组成滑坡的地层岩性、岩土体结构及滑坡类型等与类比滑坡应具备相似性之外，重点应比较影响滑动面土抗剪强度的重要因素，如滑动面（结构面）的结合程度及充填情况，滑动面或软弱结构面的物质组成及其厚度，滑动面（结构面）的形态特征：表面起伏度、粗糙度等。

工程地质类比方法简单、操作方便，但在确定滑动面土抗剪强度时具有较强的主观性，在确定类比指标时会受到类比滑坡客观条件的制约。

五、滑坡稳定性分析评价

（一）滑坡稳定性分析评价方法

滑坡稳定性分析评价目的是对影响电力工程建设的滑坡体的稳定性状态做出评价，为全面、安全、经济整治斜坡或滑坡体，或设计经济、合理的人工边坡提供依据。

滑坡稳定性分析评价是滑坡防治的前提，包括定性和定量分析评价。定性评价考虑的因素应较为全面，是定量评价的基础。

定性分析方法主要是通过滑坡专门勘察，对影响滑坡稳定性的主要因素、可能的变形破坏方式及失稳的力学机制等的分析，对已变形地质体的成因及演化史进行分析，从而给出被评价滑坡稳定性状况及可能发展趋势的定性解释。定性分析具体的方法有根据地貌特征分析法、历史成因分析法、工程地质类比法、滑坡稳定性分析数据库和专家系统法、图解法等。

定量分析方法主要达到两个目的，一是计算已知滑动面上的稳定系数；二是搜索对应最小稳定系数的临界滑动面。定量分析方法主要包括：极限平衡分析法和数值分析法。

1. 定性分析评价法

定性分析评价是滑坡稳定性最基本的评价方法，其评价要点是：一方面对边坡的发育历史进行充分分析，从它的过去看它的现在并推测它的未来（历史分析法）；另一方面是对影响边坡稳定的诸因素进行分

析，在大量调查研究的基础上，根据和本边坡地质条件类似的稳定状况，来评价本边坡的稳定状况，推测其未来发展趋势（工程地质类比法）。

（1）地貌特征分析法。根据地貌特征判断滑坡稳定性可参照表 5-6。

表 5-6　地貌特征判断滑坡稳定性

滑坡要素	相对稳定	不稳定
滑坡体	坡度较缓，坡面较平整，草木丛生，土体密实，无松塌现象，两侧沟谷已下切深达基岩	坡度较陡，平均坡度 30°，坡面高低不平，有陷落松塌现象，无高大直立树木，地表水、泉、湿地发育
滑坡壁	滑坡壁较高，长满了草木，无擦痕	滑坡壁不高，草木少，有坍塌现象，有擦痕
滑坡平台	平台宽大，且已夷平	平台面积不大，有向下缓倾或后倾现象
滑坡前缘及滑坡舌	前缘斜坡较缓，坡上有河水冲刷过的痕迹，并堆积了漫滩阶地，河水已远离舌部，舌部坡脚有清晰泉水	前缘斜坡较陡，常处于河水冲刷之下，无漫滩阶地，有时有季节性泉水出露

（2）地质历史分析法。应用已掌握的斜坡变形破坏基本规律，结合取得的勘察资料，追溯所勘察滑坡演变的历史过程，对滑坡的稳定状态及其发展趋势做出评价和预测。

（3）工程地质类比法。将滑坡地段的工程地质、水文地质条件与附近相似条件的稳定斜坡进行对比，分析其差异性，从而判定其稳定性。工程地质类比的内容主要包括滑坡的地貌类型、岩土体结构类型，变形破坏或移动类型，主要影响因素，区域工程地质环境等。

2. 定量分析法

滑坡稳定性验算可根据滑坡体的岩土结构、破坏形式及滑动面（带）条件，合理选用圆弧法、平面法或折线滑动法等计算滑坡稳定性系数。应采用多种方法对滑坡稳定性进行综合分析，不同的方法可以相互对比、补充，且对斜坡结构、滑坡所在地区的工程地质环境条件和滑坡形成演变的自然历史过程的正确分析是重要前提。

（1）基本要求。根据滑坡主滑轴线断面进行验算，计算剖面不宜小于 3 条，其中一条应是主滑断面；必要时尚应选择其他有代表性的 1～2 条断面进行验算，并应划分出主滑区段和抗滑区段，计算模型应客观反映滑坡体的实际情况。

当有地下水作用时，应计入滑动面的浮托力和水压力。此外，尚应考虑地震、暴雨及人类工程活动等因素对滑坡稳定性的影响。

当滑坡破坏机制复杂时，滑坡稳定性验算宜采取数值分析法综合分析。

（2）计算方法的适用条件。圆弧滑动法适用于具有无向的、均质的和部分切层结构的滑坡，其具有圆弧形、平缓圆弧形滑面。

平面滑动法适用于顺层滑坡。顺层滑坡的滑动面特点是具有平缓的、平缓阶梯状的或波状的倾斜的特征。

折线滑动法为不平衡推力传递法，适用于斜坡或滑坡的破坏面为折线形或不规则形。

（二）滑坡推力计算

滑坡推力计算中应考虑滑坡自重、滑坡体上建（构）筑物等的附加荷载、地下水及洪水的静水压力和动水压力以及地震作用等的影响，取荷载效应最不利组合值作为滑坡的设计控制值。

滑坡推力设计值计算应符合下列规定：

（1）当滑体有多层滑动面（带）时，可取推力最大的滑动面（带）确定滑坡推力作为设计控制值，并应使每层滑坡均满足稳定要求。

（2）滑坡推力应按传递系数法计算，选择不得少于 2 个且平行于滑动方向的代表性断面进行计算，当滑体有多层滑动面（带）时，应取推力最大的滑动面（带）确定滑坡推力。

对于破坏后果严重及难以处理，且可能影响电力工程安全运行的情况，稳定安全性系数不应小于 1.30；对于破坏后果一般、容易处理的情况，稳定安全性系数不应小于 1.20。

（3）滑坡推力作用点可取在滑体厚度的 1/2 处。

（4）计算中在确定滑动面上的抗剪强度指标时，可根据岩（土）体的各种性质和当地经验，采用试验与滑坡反算相结合的方法合理选取。

六、滑坡防治原则和措施

（一）防治原则

滑坡勘察完成后应根据滑坡稳定性分析评价结论，分析确定滑坡的现状危险程度以及滑坡灾害可能造成的破坏后果和影响评价。

在此基础上，分别对工程建设区内因工程及其他因素影响有可能形成滑坡的地段、具有发展趋势并威胁建（构）筑物安全使用的滑坡，采取可靠的预防措施、及早采取综合整治措施，预防滑坡出现、防止滑坡继续发展。

（二）防治措施

防治措施应根据工程地质、水文地质条件以及施工影响等因素，分析滑坡可能发生或发展的主要原因，结合电力工程建设设施的重要等级及特点，有针对性地提出，主要包括避让、清除、排水、卸载、支挡、加固、反压。

鉴于滑体组成、滑坡结构和变形机制的复杂性，实际防治中可选取几种方法配合使用。对于工程运行中出现的滑坡险情，特别是架空输电线路塔位，在永久方案实施前应及时采取有效应急处理措施，避免造成巨大损失。

工程滑坡治理应采用信息法施工。滑坡区地段的工程切坡应自上而下、分段跳槽方式施工，严禁通长大断面开挖。开挖弃渣不得随意堆放在滑坡的推力段，以免诱发坡体滑动或引起新的滑坡。

滑坡常用防治措施如下：

1. 治理地表水或地下水

滑坡的发生和发展常与水的作用密切相关，而且水的作用往往是导致滑坡的主要原因。因此在对滑坡进行整治时，要特别注意采取措施消除或减轻水对边坡的危害作用，如减少渗透水压力；减轻水对岩土体的软化和溶蚀分解等作用；消除或减少水的冲刷作用。

（1）阻排地表水：滑坡体以外的地表水，以拦截旁引为原则；滑体以内地表水，则以防渗与尽快汇集排走为原则。如可采取设置外围截水沟、内部排水沟、整平夯实坡面、植草、铺盖阻水等措施。

（2）阻排地下水：对地下水丰富的滑坡体，一般可在滑坡外围设置截水隧洞，截水盲沟等拦截旁引补给水；在滑体内部设置排水疏干隧洞、仰斜排水孔、砂井、支撑盲沟、渗沟等，排泄地下水。

（3）防止水的冲刷：边坡前缘因流水冲刷移去部分起支撑作用的岩土体，或使顺层的易滑软弱结构面暴露临空，导致滑坡发生。对这类滑坡的治理方法可修筑挡水防护工程，如挡水墙、砌石护坡等；也可采取导水工程，如导水墙、丁坝等，避免流水直接冲刷坡脚。

2. 改善滑坡力学平衡条件

滑坡的基本原因是坡体下滑力大于抗滑力，破坏了边坡的力学平衡条件。故在治理时，可采取措施增大抗滑力，减少下滑力，改善边坡的力学平衡条件。

（1）削坡：削坡前应对滑体结构形态进行分析，削缓主滑部分，对坡下部可能阻滑的部分不可削减，否则可能会加剧滑坡的变形发展。

（2）减重反压：减重就是挖除滑体上部的岩土体，减少上部岩土体重量造成的下滑力，反压则是在滑体的前部抗滑地段，采取加载措施以增大抗滑力。反压填土时，要注意不可堵死原有地下水的出口，先做好引排地下水工程，以绝后患。

（3）抗滑挡墙：抗滑挡墙目前使用较为广泛，借助于挡墙自身重量，支挡滑体的下滑力。常用的种类有抗滑片石垛、抗滑片石竹笼、浆砌石抗滑挡墙、混凝土或钢筋混凝土抗滑挡墙、空心抗滑挡墙（明洞）及沉井式抗滑挡墙等。抗滑挡墙适用于滑床比较坚固，承载力较大，抗滑稳定性较好，不适用于滑床松软且滑面易向下发展的滑坡。

（4）抗滑桩：适用于深层及各类非塑性流滑坡，具有破坏山体少、便于施工、质量可靠等优点，国内外应用广泛。

（5）锚杆挡墙：由锚杆、肋柱和挡板组成，滑坡推力作用于挡板上，由挡板将滑坡推力传于肋柱，再由肋柱传至锚杆上，最后通过锚杆传到滑面以下的稳定地层中，靠锚杆的锚固力来维持整个结构的稳定性。多用于岩质滑坡的治理工程中。

（6）预应力锚索：适用于土质、岩质地层的滑坡，滑坡治理中应用广泛。锚索应注意防锈、防腐处理。为验证预应力锚索设计，检验其施工工艺，工锚固工程施工初期，应进行预应力锚索锚固试验。

（7）格构锚固：利用浆砌块石、现浇钢筋混凝土或预制混凝土进行坡面防护，并利用锚杆或锚索固定的一种滑坡综合防护措施。

3. 增强滑带土的物理力学性质

通过物理化学的方法，增强软弱夹层等滑带物质的物理力学性质，防止弱面进一步恶化，以提高滑坡的稳定性。

较常用的方法主要有：化学灌浆法、石灰加固法、焙烧法、爆破灌浆法等。这类方法宜与其他抗滑措施联合使用，并注意不要因注浆而堵塞地下水排泄通道。

第三节　边　坡　勘　察

为满足工程需要而对自然边坡和人工边坡进行改造，称为边坡工程。

根据边坡对工程影响的时间差别，可分为永久边坡和临时边坡两类；根据边坡与工程的关系，可分为建（构）筑物地基边坡、建（构）筑物邻近边坡和对建（构）筑物影响较小的延伸边坡。

一、边坡勘察的目的与内容

（一）边坡勘察的目的

边坡勘察的主要目的如下：

（1）查明边坡的工程地质、气象水文及人类活动等作用因素；

（2）查明自然斜坡的稳定状况，以及人类工程活动作用后边坡和滑坡稳定性可能发生的变化；

（3）确定边坡的类型和破坏模式，为边坡稳定性分析计算、设计提供必要的参数；

（4）提供边坡防治应采取的措施或方案建议。

（二）边坡勘察的主要内容

边坡勘察应查明下列内容：

（1）边坡建设场地地形和地貌；

（2）与边坡工程有关的岩土时代、成因、类型、性状、覆盖层厚度、基岩面的形态和坡度、岩石风化和完整程度；

（3）边坡岩土体的物理力学性能；

（4）边坡主要结构面（特别是软弱结构面）的类型、产状、发育程度、延伸程度、结合程度、充填状况、充水状况、组合关系、力学属性和与临空面的关系；

（5）地下水水位、水量、类型、主要含水层分布情况、补给及动态变化；

（6）岩土透水性和地下水的出露情况；

（7）不良地质现象的范围和性质；

（8）地下水、土对支挡结构材料的腐蚀性；

（9）坡顶邻近（含基坑周边）建（构）筑物的荷载、结构、基础形式和埋深，地下设施的分布和埋深；

（10）边坡工程区域的水文气象条件。

二、边坡勘察的基本要求

（一）边坡勘察等级划分

边坡勘察等级应根据边坡工程安全等级和地质环境复杂程度按表 5-7 划分。其中边坡工程安全等级和地质环境复杂程度分别如下所述。

表 5-7　　边 坡 勘 察 等 级

边坡工程安全等级	边坡地质环境复杂程度		
	复杂	中等复杂	简单
一级	一级	一级	二级
二级	一级	二级	三级
三级	二级	三级	三级

（1）边坡工程应根据其损坏后可能造成的破坏后果的严重性、边坡类型和边坡高度等因素，按表 5-8 划分边坡工程安全等级。

破坏后果严重程度可按危及人的生命、造成经济损失、产生的不良社会影响等划分为很严重、严重及不严重。造成重大人员伤亡或财产损失的定为很严重，可能造成人员伤亡或财产损失的定为严重，可能造成财产损失的定为不严重。

表 5-8　　边坡工程安全等级

边坡类型		边坡高度 H（m）	破坏后果	安全等级
岩质边坡	岩体类型为Ⅰ或Ⅱ类	$H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
	岩体类型为Ⅲ类或Ⅳ类	$15 < H \leq 30$	很严重	一级
			严重	二级
		$H \leq 15$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级
土质边坡		$10 < H \leq 15$	很严重	一级
			严重	二级
		$H \leq 10$	很严重	一级
			严重	二级
			不严重	三级

同一个边坡工程，可根据实际情况分段采用不同的安全等级。对危害极严重、环境和地质条件复杂的边坡工程，其安全等级应根据工程情况适当提高。

破坏后果很严重、严重的下列边坡工程，其安全等级应定为一级：

1）由外倾软弱结构面控制的边坡工程；

2）工程滑坡地段的边坡工程；

3）边坡塌滑区有重要建（构）筑物的边坡工程。

（2）边坡地质环境复杂程度可按下列标准判别：

1）地质环境复杂。组成边坡的岩土体种类多，强度变化大，均匀性差，潜在滑面多，水文地质条件复杂。

2）地质环境中等复杂。介于地质环境复杂与地质环境简单之间。

3）地质环境简单。组成边坡的岩土体种类少，强度变化小，均匀性好，潜在滑面少，水文地质条件简单。

（二）边坡勘察阶段划分

边坡勘察可划分为可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察、施工图设计阶段勘察及施工阶段补充勘察。

可行性研究阶段勘察主要为方案比选服务，以基本定性评价为主。

初步设计阶段勘察要求达到基本定量评价，需查清边坡地段的基本工程地质和水文地质条件，当地的降雨、地震、河流冲刷情况，岩土的基本性质及变化趋势、分析边坡开挖后可能产生的变形类型和规模大小，是整体破坏还是局部失稳，以及工程活动后可能发生的变化，并提出治理建议。

施工图设计阶段的勘察要求达到定量评价，为施工图设计提供足够的资料和设计参数。

施工阶段补充勘察则是根据开挖后地质情况的变化作必要的勘察，为变更设计提供依据。

电力工程边坡勘察可根据工程规模、工程地质条件、边坡高度、工期等因素开展岩土工程勘察工作。

当电力工程边坡高度大且工程地质条件复杂时，在可行性研究阶段就应开展适量的边坡岩土工程勘察工作，除此之外，多数涉及边坡问题的电力工程在可行性研究阶段均可不进行实质性的岩土工程勘察工作。

为确定边坡最终支护方案并准确估算边坡支护费用，电力工程一般在初步设计阶段开展实质性的岩土工程勘察工作；对于工程地质条件简单、高度较小的边坡，边坡岩土工程勘察可合并阶段，与电力工程厂（站）区勘察一并进行。

三、边坡岩土工程勘察

（一）边坡工程地质调查与测绘

1. 一般要求

边坡工程调查与测绘针对边坡工程的特点进行，一般要求如下：

（1）调查范围顺边坡走向应超出边坡范围 100～200m，垂直边坡走向上向上应达到稳定地层，向下应达到当地侵蚀基准（河底或沟底）。

（2）充分利用基岩露头及人工开挖面调查稳定地层的岩性和产状、构造分布及其与临空面、开挖面之间的关系。

（3）调查由整体到局部、由宏观到微观，点、线、面结合步步深入。先从整体上掌握整个坡体的结构、构造格局和稳定性，再分段、分层调查各个局部的不同特征，以及已有的和潜在的变形类型和范围，逐一做出分析评价。

（4）工程地质对比法是调查评价的基础。

2. 调查测绘内容

（1）自然山坡形态特征和稳定状况调查。调查自然山坡形态特征，分析出山坡的稳定状况，区分出不同岩土类型的稳定坡、不稳定坡和极限稳定坡。

（2）地层岩性的调查测绘。主要调查岩土类型、成因及工程性质，这决定了边坡的稳定坡率和高度。

（3）构造结构面的调查测绘。对岩质坡体的稳定性起控制作用的除层面外主要是构造结构面。岩质边坡的调查和测绘应根据岩体主要结构面与坡向的关系、结构面的倾角大小、结合程度、岩体完整程度等因素对边坡岩体类型进行划分，详见表 5-9。

表 5-9 岩质边坡的岩体分类

边坡岩体类型		判定条件			
		岩体完整程度	结构面结合程度	结构面产状	直立边坡自稳能力
Ⅰ		完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75°或小于 27°	30m 高的边坡长期稳定，偶有掉块
Ⅱ		完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 27°～75°	15m 高的边坡稳定，15～30m 高的边坡欠稳定
		完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75°或小于 27°	15m 高的边坡稳定，15～30m 高的边坡欠稳定
		较完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75°或小于 27°	边坡出现局部落块
Ⅲ	ⅢA	完整	结构面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 27°～75°	8m 高的边坡稳定，15m 高的边坡欠稳定
		较完整	结构面结合良好或一般	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角 27°～75°	8m 高的边坡稳定，15m 高的边坡欠稳定
		较完整	结合面结合差	外倾结构面或外倾不同结构面的组合线倾角大于 75°或小于 27°	8m 高的边坡稳定，15m 高的边坡欠稳定
	ⅢB	较破碎（碎裂镶嵌）	结构面结合良好或一般	结构面无明显规律	8m 高的边坡稳定，15m 高的边坡欠稳定
Ⅳ	ⅣA	较完整	结构面结合差或很差	外倾结构面以层面为主，倾角多为 27°～75°	8m 高的边坡不稳定
	ⅣB	破碎或极破碎	碎块间结合很差	结构面无明显规律	8m 高的边坡不稳定

注 1．表中结构面指原生结构面和构造结构面，不包括风化裂隙。
2．表中不包括全风化基岩；全风化基岩可视为土体。
3．表中外倾结构面系指倾向与坡向的夹角小于 30°的结构面。
4．Ⅰ类岩体为软岩时，应降为Ⅱ类岩体；Ⅰ类岩体为较软岩时且边坡高度大于 15m 时，可降为Ⅱ类。
5．当地下水发育时，Ⅱ类、Ⅲ类岩体可根据具体情况降低一档。
6．强风化岩应划为Ⅳ类；完整的极软岩可划为Ⅲ类或Ⅳ类。
7．当有贯通性较好的外倾结构面时应验算沿该结构面破坏的稳定性。

（4）地下水调查。水是边坡失稳变形的重要因素。需调查边坡汇水条件，调查地下水露头位置、形态、流量、水温、水质等，并分析地下水对边坡稳定性的影响。

（5）坡体结构的调查。在上述工程地质调查的基础上，应分析边坡所在坡体结构类型，从而预测边坡开挖后可能出现的变形类型和发生的部位。根据实践经验，将坡体结构划分为以下类型，见表 5-10。

表 5-10　　坡体结构类型表

坡体结构类型	结构特点	变形类型
类均质体结构	黏土、黄土、堆积土、残积土等类均质结构，无明显软弱结构面倾临空	坍塌、溜坍，沿弧形面滑动
近水平层状结构	土层、半成岩地层、岩层，产状近水平，软硬相间，近垂直节理发育	土层坍塌、滑动；硬岩崩塌，挤出性滑动，切层滑动
顺倾层状结构	土层、堆积层、岩层层面倾向临空面，倾角大于 10°，常有软夹层，有渗水	最易发生顺层牵引式滑坡，具多层、多级特点
反倾层状结构	岩层面倾山内，倾角大于 10°，单一岩层或软硬岩互层，节理较发育	一般较稳定，有切层滑坡和倾倒及 V 形槽崩滑
斜交层状结构	岩层面倾山或倾临空，层面走向与坡面走向夹角小于 35°，有软夹层，有渗水	层面和节理面控制的滑坡和崩塌
碎裂状结构	构造破碎带，岩体呈碎块石状，常有次级外倾破碎泥化带，渗水	坍塌，沿软弱带滑坡
块状结构	厚层块状岩体，强度高，但节理发育，有时有外倾小断层	沿节理面崩塌或沿构造面滑坡

（6）已有边坡变形的调查测绘。若边坡地段已有古老的或正在活动的斜坡变形现象，如坍塌、滑坡、崩塌等，应详细调查它们的类型、规模、分布位置和主要地层等，分析其产生的条件和原因，并对其稳定性作出评价和预测，与拟建边坡进行对比分析。岩质边坡的破坏类型可按表 5-11 划分。

表 5-11　　岩质边坡的破坏类型分类

破坏类型	岩体特征		破坏特征
滑移型	由外倾结构面控制的岩体	硬性结构面的岩体	沿外倾结构面滑移，分单面滑移与多面滑移
		软弱结构面的岩体	
	不受外倾结构面控制和无外倾结构面的岩体	块状岩体、碎裂状、散体状岩体	沿极软岩、强风化岩、碎裂结构或散体状岩体中最不利滑动面滑移
崩塌型	受结构面切割控制的岩体	被结构面切割的岩体	沿陡倾、临空的结构面塌滑；由内、外倾结构不利组合面切割，块体失稳倾倒；岩腔上岩体沿竖向结构面剪切破坏坠落
	无外倾结构面的岩体	整体状岩体、巨块状岩体	陡立边坡，因卸荷作用产生拉张裂缝导致岩体倾倒

通过对以上调查测绘，对自然山坡和拟建边坡的稳定性可做出初步评价，对需要通过勘探验证的部位布置必要的勘探和取样。

（二）边坡工程地质勘探

1. 勘探基本要求

在地面工程地质测绘与调查后尚不能查明的相关边坡工程地质情况，需通过勘探予以查明。勘探可采用工程物探，坑探、槽探、洞探相结合的综合勘探方法，并应首先考虑工程物探和坑探、槽探，以减少钻探数量。边坡勘察应充分利用电力工程建（构）筑物区域的勘探点，并结合边坡规模及边坡等级确定可与电力工程建（构）筑物建设区域岩土工程勘察工作合并进行。

2. 勘探范围

（1）边坡工程勘探范围应包括坡面区域和坡面外围一定的区域。

（2）无外倾结构面控制的岩质边坡的勘探范围，到坡顶的水平距离一般不应小于边坡高度。

（3）外倾结构面控制的岩质边坡的勘探范围，应根据组成边坡的岩土性质及可能破坏模式确定。

（4）对于可能按土体内部圆弧型破坏的土质边坡不应小于坡高的 1.5 倍。

（5）对可能沿岩土界面滑动的土质边坡，后部应大于可能的后缘边界，前缘应大于可能的剪出口位置。

（6）对涉水边坡，前缘宜到达河（湖）心。

（7）勘察范围尚应包括可能对电力工程建（构）筑物有潜在安全影响的区域。

3. 勘探线和勘探点的布置

（1）勘探线应以垂直边坡走向或平行主滑方向布置为主，在拟设置支挡结构的位置应布置平行和垂直的勘探线。

（2）勘探点分为一般性勘探点和控制性勘探点。控制性勘探点宜占勘探点总数的 1/5～1/3。地质环境条件简单、大型的边坡工程取 1/5，地质环境条件复杂、小型的边坡工程取 1/3，并应满足统计分析的要求。

（3）可行性研究阶段勘察以地面工程地质调查为主，一般不布置钻探工作。

（4）初步设计阶段勘察应布置少量勘探，一般一段边坡布置1～2条勘探线；有滑坡时，每一滑坡主轴线应布置一条勘探线。

（5）施工图设计阶段勘察则应每30～50m布置一条勘探线，并应有拟设治理工程位置的勘探断面。施工图设计阶段勘察的勘探线、点间距可按表5-12或地区经验确定，每一单独边坡勘探线不应少于2条，每条勘探线不应少于2个勘探点。

表5-12　施工图设计阶段勘察的勘探线和勘探点间距

边坡勘察等级	勘探线间距（m）	勘探点间距（m）
一级	≤20	≤15
二级	20～30	15～20
三级	30～40	20～25

4. 勘探深度

（1）勘探深度取决于地面工程地质调查后需要查明的地质界限的深度及可能发生变形的深度，一般应比地质界限的深度加深5～10m，控制性钻孔取大值，一般性钻孔取小值。

（2）在拟定边坡的坡脚应有控制性钻孔，其深度应达到基准面（河沟底或场平填方面）以下8～10m。

（3）支挡位置的控制性勘探孔深度应根据可能选择的支护结构形式确定。对于重力式挡墙、扶壁式挡墙和锚杆挡墙，可进入持力层不小2.0m；对于悬臂桩，土质时进入嵌固段的深度不宜小于悬臂长度的1.0倍，岩质时不小于0.7倍。

（4）边坡中部的钻孔，其深度达到基准面即可。边坡顶部钻孔只要控制地层及深于推断破坏面以下3～5m即可满足要求。

5. 勘探方法的选择

（1）工程物探是钻探的重要补充，它可以查明整个边坡内的地层分布，埋藏断层和构造破碎带的位置、风化界限和过湿带的分布。物探线一般沿着地形等高线布设以减少地形影响，其探测深度应大于钻探深度。

（2）对特别重要、高大而复杂的边坡，重点部位可布置井探和洞探，它可以更清楚地揭露地层、构造和地下水情况，并可进行试验取样或进行原位试验。

（3）地表覆盖层较厚、基岩露头少的地区，地面调查有困难，可在覆盖层较薄处布置坑探、槽探以查明地下地质条件。

（4）钻探是边坡地质勘探的最主要手段，为了查明控制边坡稳定的软弱地层、构造结构面的位置和地下水情况，要求有较高的岩芯采取率，一般不小于85%，以免漏掉软弱夹层。

当边坡岩土体内有丰富的地下水分布时，应进行抽（提）水试验，查明各层水的分布、流量、补给和排泄方向等，为排水设计提供依据。

（三）边坡岩土试验及物理力学性质指标取值

1. 边坡岩土试验

主要岩土层和软弱层应采取试样进行物理力学性能试验，包括物理性质、强度及变形指标。土的抗剪强度指标宜采用三轴试验获取，每层土的主要指标试样数量：土层不少于6组，岩样抗压强度不应少于9个。对于岩石抗剪强度不少于3组，需要时应采集岩样进行变形指标试验，有条件时应进行结构面的抗剪强度试验。

边坡岩土体的试验通常可考虑以下试验项目：

（1）黏性土。天然重度、天然含水量、土粒重度、可塑性、压缩性及抗剪强度（固结快剪或快剪）。

（2）砂土。颗粒分析、天然重度、天然含水量、土粒容重及自然休止角。

（3）碎石土。颗粒分析，对含黏性土较多的碎石土，宜测定黏性土的天然含水量和可塑性。必要时，可作现场大体积重度试验。

（4）岩石。天然重度、天然状态和饱和状态下的单轴抗压强度、天然状态和饱和状态下的抗剪强度试验。

2. 边坡岩土物理力学性质参数取值

（1）岩体结构面的抗剪强度指标。岩体结构面的抗剪强度指标应根据试验确定，试验应符合现行国家标准GB/T 50266《工程岩体试验方法标准》的规定。当无条件进行试验时，结构面的抗剪强度指标标准值可按表5-13并结合相似工程经验确定。

表5-13　结构面抗剪强度指标标准值

结构面类型		结构面结合程度	内摩擦角φ（°）	黏聚力c（MPa）
硬性结构面	1	结合好	＞35	＞0.13
	2	结合一般	35～27	0.13～0.09
	3	结合差	27～18	0.09～0.05
软弱结构面	4	结合很差	18～12	0.05～0.02
	5	结合极差（泥化层）	＜12	＜0.02

注　1. 除结合极差外，结构面两壁岩性为极软岩、软岩时取表中较低值；
2. 取值时应考虑结构面的贯通程度；
3. 结构面浸水时取表中较低值；
4. 临时性边坡可取表中高值；
5. 表中数值已考虑结构面的时间效应；
6. 本表未考虑结构面参数在施工期和运行期受其他因素影响发生的变化，当判定为不利因素时，可进行适当折减。

岩体结构面的结合程度可按表5-14确定。

表 5-14　　结构面的结合程度

结合程度	结合状况	起伏粗糙程度	结构面张开度（mm）	充填状况	岩体状况
结合好	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	硬岩或较软岩
结合一般	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	3～5	胶结	硬岩或较软岩
	铁硅钙质胶结	起伏粗糙	≤3	胶结	软岩
	分离	起伏粗糙	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	硬岩或较软岩
结合差	分离	起伏粗糙	≤3	干净无充填	软岩
	分离	平直光滑	≤3（无充填时）	无充填或岩块、岩屑充填	各种岩层
	分离	平直光滑		岩块、岩屑夹泥或附泥膜	各种岩层
结合差	分离	平直光滑、略有起伏		泥质或泥夹岩屑充填	各种岩层
	分离	平直很光滑	≤3	无充填	各种岩层
结合极差	结合极差	—	—	泥化夹层	各种岩层

注　1. 起伏度：当 R_A<1%，平直；1%<R_A<2%时，略有起伏；2%<R_A 时为起伏。其中 $R_A=A/L$，A 为连续结构面起伏幅度（cm），L 为连续结构面取样长度（cm），测量范围 L 一般为 1～3m。

2. 粗糙度：很光滑，感觉非常细腻如镜面；光滑，感觉比较细腻，无颗粒感觉；较粗糙，可以感觉到一定的颗粒状；粗糙，明显感觉到的颗粒状。

（2）岩体内摩擦角。当无试验资料和当地经验时，天然状态或饱和状态岩体内摩擦角标准值可由天然状态或饱和状态的岩块内摩擦角标准值按边坡岩体完整程度乘以表 5-15 所列的折减系数确定。

表 5-15　边坡岩体内摩擦角的折减系数

边坡岩体完整程度	内摩擦角的折减系数
完整	0.95～0.90
较完整	0.90～0.85
较破碎	0.85～0.80

注　1. 全风化层可按成分相同的土层考虑；

2. 强风化基岩可在表中下限值的基础上，根据地方经验进行适当折减。

边坡岩体等效内摩擦角宜按当地经验确定。当无当地经验时，可按表 5-16 取值。

表 5-16　边坡岩体等效内摩擦角标准值

边坡岩体类型	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
等效内摩擦角 φ_e（°）	$\varphi_e \geq 72$	$72 \geq \varphi_e > 62$	$62 \geq \varphi_e > 52$	$52 \geq \varphi_e > 42$

注　1. 表中数据适用于高度为不大于 30m 的边坡。当高度大于 30m 时，应做专门研究。

2. 边坡高度较大时宜取较小值；高度较小时宜取较大值；当边坡岩体变化较大时，应按同等高度段分别取值。

3. 表中数据已考虑时间效应，对于Ⅱ类、Ⅲ类、Ⅳ类岩质临时边坡可取表中上限值，Ⅰ类岩质临时边坡可在 72°的基础上根据岩体完整程度的差异乘以不同的增大系数。

4. 表中数值适用于完整、较完整的岩体；破碎、较破碎的岩体可根据地方经验在表中数值的基础上适当折减。

（3）土质边坡的抗剪强度指标。边坡稳定性计算应根据不同的工况（天然或饱和工况）选择对应的抗剪强度指标。土质边坡按水土合算原则计算时，地下水位以下的土宜采用土的饱和自重固结不排水抗剪强度指标；按水土分算原则计算时，地下水位以下的土宜采用土的有效抗剪强度指标。

（4）填土边坡的力学参数。填方边坡的力学参数宜根据试验并结合当地经验确定。试验方法应根据工程要求、填料的性质和施工质量等确定，试验条件应尽可能接近实际。

四、边坡勘察报告的内容

边坡勘察工作结束后应提交边坡勘察报告，其内容一般包括：

（1）任务来源及技术要求，边坡背景资料、勘察的目的，建设单位（设计单位）的委托及勘察的技术要求，所采用的技术手段及完成的工作量等。

（2）边坡区的地理位置、自然环境、气象水文特征。

边坡的地质环境包括一定区域的地形地貌、地层、岩性、地质构造、地震烈度，边坡岩土体的物理力学参数，边坡体的地形形态、植被、冲沟，地层岩性及分布位置和风化程度，主要构造裂面的产状、分布位置及其与临空面之间的关系，水文地质特征等。

（3）边坡坡体结构类型和特征，变形类型和破坏部位及其破坏模式。

（4）边坡的变形类型、规模、分布的位置和范围、变形发生的条件和原因、变形历史过程和危害性。

（5）自然和人为作用因素，特别要找出主要作用因素。

(6) 采用工程地质综合分析与力学计算法评价比安排的整体和局部稳定性，划分出稳定边坡、欠稳定边坡和不稳定边坡。

(7) 预防、防护和加固措施建议。

(8) 报告附件，包括边坡区工程地质平面图（1:500～1:1000）或立面图（1:500）；边坡代表性断面图（1:200～1:500）；边坡稳定性计算成果；岩土水试验资料；钻孔柱状图、试坑（探井）展示图；变形监测资料；有关照片。

第四节 深基坑工程的勘察

一、概述

（一）定义

基坑是在基础设计位置按基底标高和基础平面尺寸所开挖的土（岩）坑。为保证地面向下开挖形成的地下空间在地下结构施工期间的安全稳定所需的挡土结构及地下水控制、环境保护等措施，一般通称为基坑工程。

深基坑是指开挖深度超过 5m（含 5m）或地下室三层以上（含三层），或深度虽未超过 5m，但地质条件和周围环境及地下管线特别复杂的基坑。

（二）电力工程基坑支护结构的安全等级

电力工程基坑支护结构的安全等级可参考行业标准 JGJ 120《建筑基坑支护技术规程》，综合考虑基坑周边环境和地质条件的复杂程度、基坑深度等因素，按表 5-17 划分。对同一大型基坑的不同部位，也可采用不同的安全等级。

表 5-17 支护结构的安全等级

安全等级	破坏后果
一级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响很严重
二级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响严重
三级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响不严重

（三）电力工程中的深基坑

电力工程中常涉及深基坑工程的建（构）筑物主要包括发电厂翻车机室、卸煤沟、转运站、汽机房、锅炉房、循环水泵房、事故油池，地下变电站（换流站）等。

二、深基坑勘察应解决的主要问题

(1) 查明基坑及周边场地的地形地貌、地层结构与成因类型、分布规律及其在水平和垂直方向的变化，特别是查明软土和粉土夹层或黏性土和粉土、粉砂交互层的分布与特征，查明基坑底面及以下是否存在软弱及地质薄弱体。

(2) 提供建设场地岩土层的物理力学性质指标及基坑支护设计、施工所需的有关参数，查明岩土层的膨胀性、软化性、崩解性及触变性等对基坑工程的影响。

(3) 查明场地地下水的类型、埋藏条件、水位、补给来源、动态变化、径流条件及土层的渗透性，提供基坑降低地下水设计和施工运行所需的有关资料。

(4) 查明基坑邻近已有建（构）筑物结构形式和基础类型、地下设施的现状等，评估基坑开挖对其的影响程度。

(5) 积累当地深基坑工程经验，包括基坑支护形式、支护效果及地下水控制方法等。

三、深基坑岩土工程勘察

（一）勘察准备工作

深基坑勘察前应了解建（构）筑物结构设计和基坑工程设计的要求，搜集相关资料，编制勘察大纲。搜集资料包括以下内容：

(1) 建（构）筑物总平面布置图，其中应附有建设场地的地形和标高，建（构）筑物位置，建（构）筑物位置与建筑红线的关系，建设场地及附近已有建（构）筑物和各种管线位置等；

(2) 基坑的平面尺寸、设计深度，建（构）筑物结构类型、荷载大小、基础形式及埋置深度等；

(3) 场地及其附近地区已有的勘察资料、建筑经验及周边环境条件等资料；

(4) 各建（构）筑物基坑开挖拟采用开挖和支护形式。

（二）勘探及取样工作布置

电力工程深基坑勘察工作应结合拟建工程施工图设计阶段勘察工作进行，必要时应进行专门深基坑勘察工作。

为满足基坑开挖和支护的需要确定勘察工作布置及工作量，主要包含以下内容：

(1) 勘察范围应根据基坑支护结构形式、基坑开挖深度及场地的工程地质条件确定。除沿基坑周边布置勘探点外，还宜在开挖边界外按开挖深度的 1～2 倍范围内布置勘探点，对于软土区应适当扩大勘探范围。

(2) 勘探点间距根据具体地层条件确定，宜为 10～30m。当地层变化较大时，应加密勘探点。

(3) 基坑周边的勘探点的深度应根据可能采取的基坑支护结构设计要求确定，且不宜小于开挖深度的 1 倍，软土地区应穿越软土层。当在要求的勘探深度

内遇有基岩时，勘探点深度宜穿透基岩强风化层。有基坑降水要求时勘探深度应满足基坑降水的设计要求。

（4）勘察工作应包括钻探取样、原位测试及土工试验等多种手段。每一主要土层的各种原位测试或土样土工试验的有效数量不少于6个。

（三）原位测试及土工试验项目

1. 原位测试

原位测试应根据地层性质适当选择，原位测试手段主要包括以下内容：

（1）静力触探试验。适用于黏性土、粉性土、砂土、素填土和冲填土。

（2）动力触探试验。适用于砾石、卵石、碎石地层。

（3）标准贯入试验。适用于砂土、粉土和黏性土。

（4）十字板剪切试验。适用于饱和软黏性土。

（5）扁铲侧胀试验。适用于黏性土、粉土和松散～中密状态的砂土。

（6）满足设计要求的其他原位测试方法。

2. 土工试验

土工试验项目主要包括以下内容：

（1）各岩土层的重度、抗剪强度指标、压缩系数、固结系数等，必要时提供静止土压力系数；

（2）软土的灵敏度、无侧限抗压强度、有机质含量等；

（3）膨胀岩土的膨胀性；

（4）土的渗透性指标；

（5）砂土、碎石土的水上、水下天然休止角。

四、深基坑水文地质勘察

深基坑工程水文地质勘察工作应包含以下内容：

（1）对多层含水层，当对基坑开挖地下水存在影响时，应分层测量其水位，尤其对易引起基坑管涌和突涌的承压水，对年变幅较大的地区要特别注意观测基坑开挖期间的水位变化。

（2）查明基坑开挖范围内及邻近场地地下水各含水层和隔水层的层位、埋深、厚度和分布情况。

（3）提供各含水层的渗透系数，其中：砂土可直接通过抽水试验测定，并求得降水影响半径；黏性土可采用注水试验或室内渗透试验测定，必要时可进行回灌压水试验，求得含水层回灌渗透系数，影响半径和单位回灌量及其变化规律。

（4）对可能影响基坑安全稳定和地下水渗透稳定的勘探孔应及时采取有效措施进行回填封堵。

五、深基坑及周边环境地质调查

深基坑工程勘察应进行场地及周边环境地质调查，包含以下内容：

（1）查明基坑及周边附近所分布的各种地下管线（包括给排水、电力、通信、燃气、石油等）及地下人防工程的位置、埋深、规模大小、结构形式和建设年代等；

（2）查明基坑影响范围内邻近建（构）筑物的分布位置、层数、结构类型、基础形式、埋深、基础荷载大小、上部结构现状及使用年限和完整程度等；

（3）查明基坑附近河流、水塘和湖泊等地表水体的位置、范围、规模、与地下水的联系及其对基坑开挖的影响；

（4）查明基坑邻近的道路规模、等级及其对基坑开挖的影响。

六、勘察报告内容

深基坑岩土工程勘察报告应针对基坑支护设计及施工的需要编制，对基坑工程影响深度范围内的土层性质、地下水条件、不良地质作用和环境因素等进行综合分析和评价，应包含以下几方面内容：

（1）分析基坑工程影响范围内的地层结构和岩土的物理力学性质，提供地层物理力学指标等满足基坑工程设计计算所需的参数；

（2）岩土工程勘察图件，包括勘探点平面布置图、钻孔柱状图、工程地质剖面图、原位测试成果图表、室内土（水）试验成果图表及其他所需的成果图表等；

（3）基坑周边环境勘察调查成果；

（4）提供地下水条件的调查成果，分析地下水控制方法，提供计算参数，评价基坑开挖和降水对周围环境产生的影响，提供有关抗浮设计参数；

（5）对基坑工程设计和施工过程中可能遇到的问题提出处理方法建议，包括基坑支护与地下水治理方案，基坑施工开挖过程中应注意的问题等；

（6）对施工阶段的监测和环境保护工作提出建议。

第五节 填方工程的勘察

一、概述

填方工程勘察是通过各种勘察手段和方法，查明填方场地地质条件，分析、评价填方工程中的岩土工程问题，为填方工程设计、施工等提供岩土工程勘察资料。

（一）定义

为提高建设工程场坪标高或满足场地平整需要，通过勘察、设计、施工等有组织的工程活动，将填方转化为具有预期使用价值的过程，称为填方工程。

采用人工、机械、爆破等方法，进行土石方的开挖、运送、填筑、压密等工程活动，统称土石方工程。

常见的土石方工程有场地平整、基坑（槽）开挖与回填、管沟开挖与回填、路基开挖与填筑、人防工程开挖以及弃土场等。

当建设工程场坪标高高于原地面时，从原地面填筑至场地标高之间部分的土石方，称为填方。

当利用压实填土作建（构）筑物地基时，称填方地基，或称压实填土地基。

填方施工步骤一般包括：①土石挖掘；②装载运输；③土石卸填；④整平压实或夯实；⑤检测验收。

（二）土的粒组划分与填料分类

1. 土的粒组划分

土石方工程的粒组划分采用 GB/T 50145《土的工程分类标准》的基本分类标准，其粒组划分、土的分类与岩土工程勘察的专门分类略有不同。土的粒组划分见表 5-18。

表 5-18　土的粒组划分

粒组	颗粒名称		粒径 d 的范围（mm）
巨粒	漂石（块石）		$d>200$
	卵石（碎石）		$60<d\leqslant200$
粗粒	砾粒	粗砾	$20<d\leqslant60$
		中砾	$5<d\leqslant20$
		细砾	$2<d\leqslant5$
	砂粒	粗砂	$0.5<d\leqslant2$
		中砂	$0.25<d\leqslant0.5$
		细砂	$0.075<d\leqslant0.25$
细粒	粉粒		$0.005<d\leqslant0.075$
	黏粒		$d\leqslant0.005$

2. 填料分类

按颗粒粒径大小，普通填料分为三大类别，即巨粒土、粗粒土和细粒土。

（1）巨粒土。根据颗粒组成、颗粒形状、细粒含量、颗粒级配、抗风化能力等，巨粒土分为块石类土和碎石类土。块石类土又可细分为漂石土、块石土。碎石类土又可细分为卵石土、碎石土。根据块（碎）石坚硬程度，又可分为硬块（碎）石土和软块（碎）石土。

（2）粗粒土。根据颗粒组成、颗粒形状、细粒含量、颗粒级配、抗风化能力等，粗粒土分为砾石类土和砂类土。砾石类土又可细分为粗圆砾土、粗角砾土、细圆砾土、细角砾土。砂类土又可细分为砾砂、粗砂、中砂、细砂、粉砂。

（3）细粒土。根据颗粒级配、塑性指数、有机质含量等，细粒土分为粉土、黏性土和有机质土。

（三）开挖土石等级类别与土石比

按 GB 51254《高填方地基技术规范》，土石方工程中，按开挖土石、钻进、爆破难易程度等进行土、岩石等级类别划分。

1. 土的工程等级

按机械和人力开挖的难易程度，土的工程等级分为松土、普通土、硬土。

（1）松土。为砂类土、种植土；软塑（$0.5\leqslant I_L<1.0$）的黏砂土及砂黏土，弃土和未经压实的填土。

（2）普通土。为坚硬、硬塑（$I_L<0.5$）的黏砂土、砂黏土、粉黏土，可塑（$0\leqslant I_L<1.0$）的黏土、膨胀土、Q_3 与 Q_4 黄土、粉土，稍密～中密（$0.33\leqslant D_r<0.67$）的圆砾土、角砾土，松散（$D_r<0.33$）的碎石土、卵石土；压实的填土、风积砂。

（3）硬土。为坚硬（$I_L<0$）的黏土、膨胀土、Q_1 与 Q_2 黄土，密实（$D_r\geqslant0.67$）的圆砾土、角砾土，稍密～中密（$0.33\leqslant D_r<0.67$）的碎石土、卵石土，各种风化成土状的岩石。

2. 岩石工程等级

按钻进、爆破难易程度和岩石饱和单轴抗压强度（f_r），岩石的工程等级分为软石（$f_r\leqslant30$MPa）、次坚石（30MPa$<f_r\leqslant60$MPa）、坚石（$f_r>60$MPa）。

3. 土石比

土石方工程中，可直接用手工工具或土方机械开挖的松土、普通土和硬土统称为土方，而需要进行系统钻孔、爆破或液压破碎锤破除作业的软石、次坚石和坚石统称为石方。

土石比是指开挖土方与石方的体积比例。该指标反映了土石方开挖、钻进、爆破和破碎的难易程度。鉴于全风化和强风化岩石的可挖掘性，统计土石比时将其视为土类考虑。

（四）填土的分类

1. 按填土物质组成和堆填方式分类

填土按物质组成和堆填方式分为素填土、杂填土、冲填土和压实填土。

（1）素填土。由碎石土、砂土、粉土及黏性土等组成的填土。

（2）杂填土。含有建筑垃圾、工业废料、生活垃圾等杂物的填土。

（3）冲填土。由水力冲填泥砂形成的填土。

（4）压实填土。按照一定质量标准控制材料成分、密度、含水量，分层压实或夯实而成的填土。

2. 山区填土分类

根据山区填土的物质组成特征，在国家标准 GB 50021《岩土工程勘察》的填土分类基础上，国家标准

GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》增加了石渣土的分类。

石渣土是由岩石爆破或机械破碎后的岩块、岩屑、岩粉等石渣组成的填土。按岩块坚硬程度又可分为硬质石渣土和软质石渣土。

（五）填方工程分类

1. 按填方用途分类

按填方用途，填方工程可广义地分为场地回填工程、填方边坡工程、路基填筑工程及弃土场工程类型。

2. 按填方高度分类

当填方区的填筑高度大于20m时，称为高填方工程。

当填方区的填筑高度大于5m且不大于20m时，称为中填方工程。

当填方区的筑填高度不大于5m时，称为低填方工程。

二、填方工程勘察要求

按GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》，填方工程勘察可分为原始场地勘察和既有填土勘察两大类。

（一）原始场地勘察

场地回填前的原始场地勘察是填方工程勘察的主要工作范围。

1. 勘察设计要求

（1）当利用压实填土作为建筑地基持力层时，在平整场地前，应根据建（构）筑物结构类型、填料性能和现场条件等，对拟压实的填土提出质量要求。未经检验查明以及不符合质量要求的压实填土，均不得作为建（构）筑物的地基持力层。

拟压实的填土地基应根据建（构）筑物对地基的具体要求，进行填方工程设计。填方工程设计的内容包括填料的性质、压实机械的选择、密实度要求、施工质量监测和检验方法等。对重大的填方工程应在填方设计前选择代表性的地段进行现场试验，取得填方工程设计参数后，才能进行填方工程的具体设计和施工。

（2）对需要填方的建设项目，工程勘察应查明填方场地地质条件，分析、评价填方工程中的岩土工程问题。填方工程施工前应进行专项现场原体试验和室内击实试验，以确定填方施工工艺、质量控制方法以及压实填土强度。

2. 勘察工作内容

原始场地勘察的主要内容包括：

（1）查明场地回填前的填方区岩土分布及其工程性质、地质构造、地下水埋藏条件和不良地质作用。

（2）调查作为填料来源的挖方区物质来源，分析、预测影响回填土压实的因素和效果，分析、论证建设场地填方方案，提出填方回填、压实的建议措施。

（3）分析场地堆填后有无整体滑动或局部滑动的可能性。需要时，尚应提出人工填方边坡的支护措施以及压实填土的坡率经验或建议值。

（4）分析、预测填方后由于环境地质条件变化引起的地下水循环条件变化和可能产生的自重沉降变形、遇水湿陷、填土强度软化等岩土工程问题。

（5）对基岩场地自原始地面勘探深度不宜小于0.5倍填方厚度，并应钻穿不利于填方边坡稳定的软弱夹层；对土层场地自原始地面勘探深度不宜小于1.0倍填方厚度，并应钻穿填方场地内软弱土层。

（6）填料的勘察通常可以结合场地勘察进行。需查明场地回填所需填料的成分、颗粒级配及储量，提供填料的主要物理性质指标，并通过试验确定压实填土的主要物理力学性质指标。对含盐量较高的盐渍土、具有膨胀性的膨胀土、污染土等特殊性岩土，应评价填料的适宜性和处理措施。

（7）土石比勘察通常不属于岩土工程勘察范围。当工程需要时，可结合工程地质剖面采用平行断面法或钻孔线性比例法估算挖方部位的土石比，必要时也可采用三角形法、评价厚度法进行专门储量计算。

（二）既有填土勘察

既有填土勘察，或称填方地基勘察，同时属于填方工程勘察的范围。关于填土勘察和填土地基基础评价，还可参考本书第三章第五节填土的有关内容。

1. 勘察设计要求

（1）查明填料成分与来源，填土的分布、厚度、均匀性、密实度与压缩性以及填土的堆积年限等情况。根据建（构）筑物的重要性、上部结构类型、荷载性质与大小、现场条件等因素，选择合适的地基处理方法，并提出填土地基处理的质量要求与检验方法的建议。

（2）电力工程建设中，对未经填方工程设计、施工和检验所形成的填土，当利用其作为建（构）筑物地基和填筑边坡时，宜进行填方工程专项勘察和研究。

2. 勘察工作内容

填方地基勘察的主要内容包括：

（1）搜集原始地形和填土的施工、检测资料，了解场地的地形地物的变迁、填土来源、堆积年限、堆填方式和填土压实情况。

（2）查明填土的类型、分布范围、厚度、物质成分、物理力学性质，评价填土的密实性、均匀性、压缩性和湿陷性等工程性质，提出利用、改良既有填土的意见和措施。

（3）对冲填土尚应了解其冲填期间的排水条件，查明固结程度。

（4）勘探深度应钻穿填土层进入原土层一定深度，并满足分析评价建筑地基稳定与变形的要求。

三、勘察方法

（一）常用勘察方法

根据填方工程建设场地条件和回填土填料成分与坚硬程度、颗粒级配、地下水条件等，可根据实际需要采用综合勘察与土工试验方法。常用的勘察与土工试验方法包括如下内容：

（1）钻探。主要用于查明填土的物质组成、颗粒大小、结构、厚度及地下水埋深等，适用于各类填土层。

（2）动力触探试验。主要用于查明填土的密实度及其沿垂直深度的变化规律。

1）对细粒类和砂粒类土宜采用标准贯入试验、静力触探试验方法。

2）对砾粒类土宜采用重型动力触探试验方法。

3）对巨粒类土宜采用超重型动力触探试验方法。

（3）旁压试验。主要用于查明填土的地基强度、抗变形能力等。

（4）现场密度和颗粒分析试验。密度试验主要用于实测填土的密度、干密度。对细粒类和砂粒类填土宜采用环刀法，对巨粒类、砾粒类土及石渣土宜采用灌水法。

颗粒分析试验主要用于实测填土的颗粒级配及其均匀性。

（5）现场剪切试验。主要用于实测填方边坡地段石渣土的抗剪强度，有经验时可采用现场推剪试验。

（6）井探。主要用于揭示观察填土的物质组成、密实程度和坑内环刀取样等。

（7）土工试验。包括土样击实试验和击实后土样的物理力学性质试验。

土样击实试验主要用于测得填土的最大干密度和最优含水量。

击实后土样的物理力学性质试验主要用于测得击实后填土的压缩性、抗剪强度、湿陷性及渗透系数等指标。

（二）现场原体试验

载荷试验是填土地基原体试验最常用和最重要的试验方法。压实填土的承载能力、压缩性、湿陷性等应通过现场载荷试验确定。

填土地基现场载荷试验的承压板面积规定如下：

（1）对粒径大于 60mm 的巨粒土或石渣土，压实填土地基载荷试验承压板面积不应小于 $1.0m^2$，强夯填土地基载荷试验承压板面积不宜小于 $2.0m^2$。

（2）对粒径大于 0.075mm 且不大于 60mm 的粗粒土和粒径不大于 0.075mm 的细粒土，压实填土地基载荷试验承压板面积不应小于 $0.50m^2$。

（三）填土击实性试验

通过击实试验确定填料的最优含水量和最大干密度等击实性能指标。

（1）对细粒类素填土，可通过轻型击实试验确定填料的最优含水量和最大干密度。

（2）对砂类素填土，可进行重型击实试验。由于其含水量对压实性的影响不如细粒土敏感，还可测定砂类土的最大和最小干密度，采用相对密度 D_r 不低于 0.70～0.75 作为填筑控制标准。

（3）对碎石类素填土或石渣土，宜采用室内大型击实试验或现场试验确定。

（四）现场密度试验

巨粒类、砾粒类填土或石渣土的干密度应通过现场密度试验测得。现场密度试验可采用灌水法和灌砂法进行，通常采用灌水法。

灌水法试验步骤一般包括：

（1）根据填土颗粒大小，确定试坑尺寸。试坑直径 150～1000mm，深度 200～400mm。

（2）将选定试验处的试坑地面整平，除去表面松散的土层。取样深度为每层填土的中下部。

（3）按确定的试坑直径划出坑口轮廓线，在轮廓线内下挖至要求深度，边挖边将坑内的试样装入盛土容器内，称试样质量，准确到 10g。

（4）试坑挖好后，放上相应尺寸的套环，用水准尺找平，将大于试坑容积的塑料薄膜袋平铺于坑内，翻过套环压住薄膜四周。

（5）记录储水筒初始水位高度，打开出水开关将水缓慢注入塑料薄膜袋中。当袋内水面接近套环边缘时，将水流调小，直至袋内水面与套环边缘齐平时关闭水管，持续 3～5min，记录储水筒内水位高度。当袋内水面出现水面下降时，应另取塑料薄膜袋重做试验。

（6）烘干试样，做完试验后，按式（5-10）～式（5-12）计算试样的密度和干密度。

$$\rho_d = \frac{\rho_0}{1+0.01w_0} \tag{5-10}$$

$$\rho_0 = \frac{m_0}{V_p} \tag{5-11}$$

$$w_0 = \left(\frac{m_0}{m_d} - 1\right) \times 100 \tag{5-12}$$

式中 ρ_d——试样干密度，g/cm^3；

ρ_0——试样湿密度，g/cm^3；

w_0——试样含水率，（%）；

V_p——试坑体积，cm^3；

m_0——试样质量，g；

m_d——试样烘干质量，g。

四、填方工程中主要岩土工程问题

（一）填方地基的变形问题

1. 填方地基自重沉降问题

电力工程建设场地场地平整回填土面积往往很

大，当填土压实质量差异不大时，可按照半无限均匀土体来估算自重荷载作用下的填土自身沉降量 s，见式（5-13）。

$$s=\frac{1}{2E_0}\gamma H^2 \tag{5-13}$$

式中 s——填土自身总沉降量，mm；

E_0——填土变形模量，MPa；

H——填土厚度，m；

γ——填土重力密度，kN/m³。

据初步估算和现场观测，当高填方区域填方厚度大于 30m 时，其自身的理论沉降量最大可达 1m 以上。因此电力工程荷重较大或对沉降敏感的建（构）筑物不宜直接利用填土作地基持力层，而一些轻小型设备基础采用压实填土地基时也应采取相应结构措施，如基底下铺设一定厚度的碎石垫层或砂垫层，采用条形基础、联合基础、大板基础等加强基础整体刚度措施，减轻填土地基沉降的影响。

大量电力工程建设经验表明，在黏性土、软质石渣土和高填方场地上应慎用压实填土作地基持力层，即使现场载荷试验结果满足承载力和抗变形要求，但由于填土自身的不均匀性和时效性，建（构）筑物建设过程中和使用期间也难免出现场地和填土地基沉降量过大的工后沉降问题。

2. 填方地基不均匀变形问题

填方地基除工后沉降量过大问题外，由于填土地基的不均匀性，会导致填方地基的不均匀沉降变形。位于填方边坡坡顶部位的建（构）筑物地基还会产生侧向水平变形。因此，填土地基不均匀变形问题应在结构和地基处理两方面采取预防措施。

3. 填土地基湿化变形问题

填土作为一种欠压密土，当场地排水条件差时，浸水后会产生附加竖向湿陷变形，在复杂边界条件下填筑土体还会产生侧向变形，统称为湿化变形。

地下水位上升、地表水下渗都会引起填土地基的湿化变形。填土地基的湿化变形与干密度有关，随着初始含水率和密实度的增加，湿化变形相应减小。

（二）填方边坡稳定性问题

1. 斜坡填方稳定性问题

（1）在斜坡上进行压实填土，应考虑并分析评价压实填土沿斜坡整体滑动或局部滑动的可能性。

（2）位于斜坡上的填土，特别是填土下方分布有软弱土层时，填方工程勘察时应验算斜坡的稳定性。

（3）当天然地面坡度大于 20%时，应采取防止填土可能沿坡面滑动的措施。

2. 填方地基稳定性问题

（1）填方边坡变形过大会导致坡顶建（构）筑物地基失稳。位于填方坡顶的建（构）筑物地基除产生沉降变形外还会产生一定的侧向水平变形，严重时甚至会影响到建（构）筑物地基稳定性，造成桩基础或墩基严重倾覆变形或基础失稳。

填方坡顶的建（构）筑物除采取必要的结构措施外，还应距离填方边坡坡顶保留一定水平距离。

（2）地下水渗流作用会导致地基失稳。填方地基在地下水渗流作用下，容易产生潜蚀作用，使填土中的孔隙逐渐增大，以致产生地表沉降、裂缝、塌陷，导致填土地基失稳。

（三）柔性土现象与防水排水问题

1. 柔性土现象

当含水量过高的黏性土回填压实时，颗粒之间的毛细孔遭到破坏，水分不易渗透和散发，当夯击或碾压时表面会形成硬壳，更层阻止了水分的渗透和散发，深处土体中的水分不易消失而呈软塑状土，形成上硬下软、中间踩压周边隆起的柔性土现象，工程中通常称为“橡皮土”。

对粉土、黏性土类素填土以及软质石渣土场地，应严格控制填土含水量在最优含水量一定范围内，并做好如下预防处理措施：

（1）清除地表腐殖土或淤泥，避免在腐殖土、淤泥等原状土上直接填筑；

（2）做好场地回填前后的场地截排水工作，保持排水通畅，避免场内积水；

（3）填方施工时应尽量避免雨季施工，有条件时可晾槽、翻晒，降低含水量；

（4）多雨、湿润地区可采取添加硬质石料、石渣、石灰、灰渣等填土改良措施；

（5）挖除浅层橡皮土，换填 3:7 的灰土，并配以砂、石将其碾压夯实。

2. 填方建设场地防水排水问题

回填土施工质量受施工期间气候影响明显，有条件时应尽可能避开雨季施工。对填方场地或边坡，应切实做好场外截排水、场内地表排水与地下排水、边坡体内排水与坡面排水等防水排水措施，尤其是黏性土类场地，更应予以高度重视防排水措施，主要包括：

（1）填方场地上坡向设置地表截水与地表散水措施；

（2）填方场地内地表排水措施；

（3）填方坡面与坡脚防冲刷措施；

（4）排水管沟、贮水池等构筑物的防渗措施；

（5）当场地地下水与泉水丰富时，填方前应设置排水盲沟、反滤层、导流卧管等地下排水措施。

（四）压实系数的尺寸效应问题

压实填土施工质量检验应以压实系数 λ_c 为控制指标。实际工程中，对粗粒类尤其是巨粒类压实填土或石渣土而言，时常会出现压实系数 $\lambda_c>1$，也就是填土

干密度大于最大干密度（$\rho_d > \rho_{dmax}$）的现象。究其原因，是由于试样颗粒大小与实际填料相比偏小，求得的 ρ_{dmax} 值往往偏小，导致实测的粗粒、巨粒填土干密度大于室内击实试验求得的最大干密度（$\rho_d > \rho_{dmax}$）。

目前，大多数情况下最大干密度 ρ_{dmax} 是通过室内击实试验取得的，室内击实试验分为轻型击实试验和重型击实试验两种。另外，室内大型击实试验和现场原体试验也得到推广应用。

1. 轻型击实试验

轻型击实试验的击实筒内径分别为 102mm，锤重为 2.5kg。轻型击实试验仅适用于粒径小于 5mm 的黏性土。

2. 重型击实试验

重型击实试验的击实筒内径为 152mm，锤重为 4.5kg。重型击实试验也仅适用于粒径不大于 20mm 的砾石、砂土、粉土、黏性土、极软岩及岩屑等各类填土的检测。

对于碎石、卵石或岩石碎块等巨粒填料，其最大干密度大多数情况下取经验值，一般可取 2.1～2.2g/cm^3。

3. 室内大型击实试验

室内大型击实试验在一定程度上可消除尺寸效应所造成的影响。

室内大型击实试验要求击实筒应有足够的尺寸，确保能容纳下现场最大石渣颗粒，击实筒直径一般不小于最大颗粒的 2～3 倍为宜。

另外室内大型击实试验要求有足够的击实功率。

目前，国内部分科研院校具有室内大型击实试验设备，进行了有关科研试验工作，并大量应用于石渣填土检测中。试验采用筒径 300mm 的大型击实仪，分三层击实，单位体积击实功 2740kJ/m^3。但对于巨粒石渣土而言，试验设备尺寸仍然偏小。据统计，室内大型击实试验求得的最大干密度 ρ_{dmax}，硬质石渣土一般为 2.20～2.35g/cm^3，软质石渣土一般为 2.00～2.15g/cm^3。

4. 现场原体试验

现场原体试验，在对填土进行强夯、碾压试验的同时，通过一组 3～5 个试坑灌水法或灌砂法，测得强夯锤面或碾压面以下一定深度内土样的干密度，取出其中最大值作为石渣填土的最大干密度。

五、填方地基的常用处理方法

（一）强夯法

强夯法适用于处理巨粒、粗粒的石渣土填土、碎（块）石土填土、砂土与低饱和度的细粒类粉土填土、黏性土填土、湿陷性黄土填土，以及大面积深厚填土、吹填砂土填土等。

强夯前应根据回填料组成、地基条件、工程要求和设备条件，合理选择夯击能级、起吊设备、夯击工艺、夯锤参数、单点锤击数以及夯点的布置及夯沉量标准等。强夯处理的有效影响深度一般为 6～9m。

（二）分层碾压法

分层碾压法包括碾压法、振动碾压法和冲击碾压法，适用于处理砾石类土填土、砂类土填土、粉土填土和粒径较小的石渣土填土、碎石类土填土等，主要以减少和消除填方场地工后沉降、湿陷变形、桩周填土产生的负摩阻力等为目的。当压实效果良好时亦可考虑以压实填土作为一般建（构）筑物的地基持力层。

对黏性土填土、软质石渣土填土，若含水量过高或雨季施工时很容易出现“橡皮土”现象，需采取土体改良措施。

对粒径大于 400mm 的巨粒石渣土填土、块石类填土，其压实效果往往较差，则不适宜采用分层碾压处理。

（三）换填法

对于填土地基可采用全部换填和部分换填处理。换填法在发电厂工程建设中普遍采用，便于实施。

当填方厚度不大时，可将基础下厚度不大的填土全部清除，回填卵砾石或混凝土、毛石混凝土等。

当填方厚度较大时，对于轻小型建（构）筑物，可采用换土垫层法处理，先清除上部一定厚度的填土，再回填砂砾、卵砾石、灰土、灰渣等柔性填料，并作分层压实处理。

（四）复合地基处理

对于高填方场地的砂类土填土、粉土填土、黄土填土等，当填土质量较差时，可考虑采用灰土挤密桩、深层孔内强夯、夯实水泥土桩等复合地基。

对吹填砂层可考虑采用振冲挤密桩、沉管砂石桩、高压旋喷桩等复合地基。

（五）填筑前原场地预处理

填筑前原建设场地分布有软弱土层时，需在回填前对原场地进行预处理。

进行填方强夯或分层碾压前，可对原始场地下软弱土层进行原土换填、强夯或强夯置换、碎石（砂）桩、挤密桩、排水固结等地基处理方法。

（六）桩基础

采用桩基础是深厚填土地基电力工程主要建（构）筑物普遍采用的地基基础形式。

荷载较大的主要建（构）筑物或对沉降敏感的重要建（构）筑物采用桩基础，将桩端置于下伏基岩或坚实土层中，可以有效消除回填土工后沉降的影响，但设计应考虑填土沉降对桩周产生的负摩阻力影响。采用桩基础应对填土进行处理。

对拟采用压实填土作地基持力层的一般建（构）

筑物，当填土质量不满足要求时，需要及时调整地基基础方案，或采用桩基础等进行处理。

（七）结构措施

填土地基需要在建（构）筑物结构和地基处理两方面采取工程措施。对一些轻小的设备基础当采用压实填土作地基持力层时，也应采取相应结构措施，如基底下铺设一定厚度（0.3～0.5m）的砂、砾垫层，并采用条形基础、联合基础、整板基础等。

第六节 桩基础工程的勘察

一、桩基础工程勘察目的与任务

桩基础工程勘察是电力工程岩土工程勘察的主要内容之一。因工程特点和地质条件不同勘察目的与任务侧重点有所不同，主要包括以下内容：

（1）查明场地内地基岩土的类型、深度、分布、工程特性和变化规律；

（2）查明水文地质条件，评价地下水对桩基础设计和施工的影响；

（3）提供桩基础设计所需的岩土参数，推荐合理的桩基础形式及桩端持力层，估算单桩承载力；

（4）当桩端持力层为基岩时，应查明基岩的岩性、构造、岩面变化、风化程度，确定其坚硬程度、完整程度和基本质量等级，判定有无洞穴、临空面、破碎岩体或软弱岩层；

（5）查明不良地质作用，可液化土层和特殊性岩土的分布及其对桩基础的危害程度，并提出防治措施的建议；

（6）分析评价沉桩和成桩可能性，论证桩基础施工条件及其对环境的影响。

二、桩基础工程各阶段勘察要求

（一）火力发电厂工程

（1）初步可行性研究阶段。根据火力发电厂建设规模和上部荷载要求等，初步提出桩基础工程可能性与适宜性的评价与建议。

（2）可行性研究阶段。初步评价桩端持力层的适宜性及特点，预测桩基础工程与环境之间的相互影响，评价桩型的可行性与适宜性，评价成（沉）桩的可能性，提出桩基础方案优化建议。

（3）初步设计阶段。推荐桩型、桩径和桩端持力层，选择试桩场地，开展桩基础原体试验，分析桩土的应力应变特征，推荐施工工艺，确定单桩承载力及设计参数。

（4）施工图设计阶段。结合建（构）筑物平面布置和上部结构特点，根据桩型、桩长、桩端持力层、单桩承载力和变形验算等条件或要求，查明工程地质条件和水文地质条件，为不同地段桩基础设计提供依据。

（5）施工勘察阶段。根据工程需要，对工程地质条件存在异常变化的地段（如岩溶场地）进行查明或验证，提供处理意见和建议。

（二）变电站（换流站）工程

（1）可行性研究阶段。初步查明站址地层的分布情况及其性质，提出可供选择的桩端持力层，进行桩基础方案论证，推荐合理的桩基础形式。

（2）初步设计阶段。进一步查明站址的岩土工程条件，必要时对推荐的桩型进行原体试验，为桩型的最终确定、桩基础设计与施工提供依据。

（3）施工图设计阶段。以建（构）筑物平面布置为依据，详细查明建（构）筑物地段的岩土工程条件，为桩基础设计和施工工艺等提供必要的技术参数。

（三）架空输电线路工程

架空输电线路工程的桩基础勘察与设计工作的阶段相适应，一般分为三个阶段：可行性研究阶段、初步设计阶段和施工图设计阶段。当线路沿线地质条件复杂，且采用常规勘察工作无法查明杆塔桩基础设计与施工岩土条件时，则应开展施工勘察工作。

可行性研究和初步设计两个阶段的工作往往以调查和搜集资料、现场踏勘等为主，对工程地质条件复杂或资料缺乏的地段布置少量的勘探工作。架空输电线路桩基础工程的勘察主要在施工图设计阶段进行，内容相对简单。

三、桩基础工程勘察工作布置原则

（一）勘探点平面布置

在可行性研究阶段、初步设计阶段，火力发电厂、变电站（换流站）等工程的桩基础工程勘察对勘探点平面布置的要求基本一致。

1. 可行性研究阶段

可行性研究阶段的桩基础勘察需控制拟建工程场地范围，并适当兼顾建筑总平面布置，按场地的复杂程度布置勘探点。勘探点宜按网状布置，复杂和中等复杂场地的勘探点按地质单元布置。勘探点、勘探线间距应能控制场地地质条件的变化。

2. 初步设计阶段

初步设计阶段的桩基础勘察，勘探线应垂直地貌分界线、地质构造线及地层走向，并应考虑建筑坐标的方向；勘探点的布置应结合主要建（构）筑物位置确定，在主要建（构）筑物范围内宜加密勘探点，并应考虑建（构）筑物总平面布置变动的可能性。平原地区的工程场地可按方格网布置勘探点。

初步设计阶段火力发电厂与变电站（换流站）对

勘探线、勘探点间距的一般要求见表 5-19。

表 5-19 火力发电厂与变电站初步设计阶段勘探线、勘探点间距

电力项目类型	地基/场地复杂程度	勘探线间距（m）	勘探点间距（m）	依据技术标准
火力发电厂	复杂	50～70	30～50	GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》
	中等复杂	70～150	50～100	
	简单	150～200	80～150	
变电站（换流站）	复杂	50～100	≤60	DL/T 5170《变电站岩土工程勘测技术规程》
	中等复杂	75～150	50～100	
	简单	80～200	70～120	

3. 施工图设计阶段

施工图设计阶段不同电力工程对桩基础的勘察工作量布置原则如下：

（1）火力发电厂工程施工图设计阶段桩基础工程勘探点布置需充分结合建（构）筑物的布置及其重要性等。

1）勘探点一般宜沿建（构）筑物或重要设备基础轮廓线、轴线或柱列线布置，着重查明桩端持力层性质、厚度及顶板起伏变化以及桩周土对不同成（沉）桩工艺的影响；勘探孔间距宜为 10～35m；必要时可逐基、逐柱布置勘探点。

2）对于单个形体较小的建（构）筑物群，可按格网进行勘探孔的布置；勘探格网宜将所有建（构）筑物包括在勘探范围内。

3）对于狭长形建（构）筑物群，若其宽度小于 10m，可沿长度方向的中轴线或以“之”字形方式布置勘探点；对于形体较小的单体建（构）筑物，若其长度或直径小于 10m，可仅在建（构）筑物中心布置勘探点。

4）不规则的建（构）筑物，勘探线宜包围建（构）筑物主体轮廓。

5）必要时勘探点布置宜满足主厂房扩建端外侧桩基础先行施工的需要。

6）以抗拔设计为主的桩基础，勘探点间距可按 30～50m 考虑，地层复杂时宜结合设计要求予以适当加密。

7）控制性勘探孔宜均匀分布于场地范围内。

（2）变电站（换流站）工程施工图设计阶段桩基础勘察应沿建（构）筑物轮廓及柱列布置勘探点，勘探点间距宜为 10～30m。对于持力层为起伏较大的风化基岩上的端承桩，必要时宜逐基钻探。

（3）采用桩基础形式的架空输电线路工程施工图设计阶段桩基础勘察一般是逐基进行，每基塔根据场地、地基的复杂程度、塔型及其重要性等布置 1～4 个勘探点。

（4）电力工程桩基础勘察，施工图设计阶段勘探点间距一般要求见表 5-20。

表 5-20 桩基础施工图设计阶段勘察勘探点间距一般要求

技术标准名称	勘探点间距	加密原则
JGJ 94《建筑桩基技术规范》	端承桩和嵌岩桩 12～24m	当相邻两个勘察点揭露出的桩端持力层层面坡度大于 10%或持力层起伏较大、地层分布复杂时，应根据具体工程条件适当加密勘探点
	摩擦桩 20～35m	遇到土层的性质或状态在水平方向分布变化较大，或存在可能影响成桩的土层时，应适当加密勘探点
	复杂地质条件下的柱下单桩基础应按柱列线布置勘探点，并宜每桩设一勘探点	
GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》	10～35m	必要时可逐基、逐柱布置勘探点
	抗拔设计为主的桩基础 30～50m	地层复杂时宜结合设计要求予以适当加密
DL/T 5170《变电站岩土工程勘测技术规程》	10～30m	持力层为起伏较大的风化基岩上的端承桩，必要时宜逐基钻探

（二）勘探点深度

1. 可行性研究阶段

本阶段勘探点深度应按场地复杂程度、机组容量、变电站（换流站）规模大小等确定，勘探点以控制性勘探孔为主，应满足桩基础分析评价及验算要求。

2. 初步设计阶段

本阶段一般性勘探孔宜进入深度为预计桩端平面以下 3～5m；控制性勘探孔深度可按桩基础沉降计算深度确定；当桩型、桩长等未最终确定时，应按可能的最大桩长考虑勘探孔深度。

3. 施工图设计阶段

施工图设计阶段桩基础勘探点深度应符合下列要求：

（1）宜布置 1/3～1/2 的勘探孔为控制性孔。对于设计等级为甲级的建（构）筑物，每个单独建（构）筑物至少应布置 3 个控制性孔，设计等级为乙级的建（构）筑物，每个单独建（构）筑物至少应布置 2 个控制性孔。

（2）控制性孔应穿透桩端平面以下压缩层厚度。一般性勘探孔应深入预计桩端平面以下桩身设计直径的 3～5 倍，且不得小于 3m，对于大直径桩不得小于 5m。

（3）嵌岩桩的控制性钻孔应深入预计桩端平面以下不小于桩身设计直径的3～5倍，一般性钻孔应深入预计桩端平面以下不小于桩身设计直径的1～3倍。当桩端持力层较薄时，应有部分钻孔钻穿持力岩层。在岩溶、断层破碎带地区，应查明溶洞、溶沟、溶槽、石笋等的分布情况，钻孔应钻穿溶洞或断层破碎带进入稳定土层，进入深度应满足上述控制性钻孔和一般性钻孔的要求。

4. 火力发电厂勘探点深度要求

火力发电厂工程施工图设计阶段桩基础勘察根据工程地质条件、桩型、桩长、沉降计算深度等确定勘探孔深度，一般应符合以下要求：

（1）当桩端持力层为中等风化～未风化的基岩时，对于端承型桩，一般性勘探孔宜深入预计桩端平面以下不小于桩身设计直径的3倍，控制性勘探孔宜深入预计桩端平面以下不小于桩身设计直径的5倍。对于长径比较大的摩擦型桩，一般性勘探孔宜深入预计桩端平面以下桩身设计直径的1～3倍，控制性勘探孔宜深入预计桩端平面以下桩身设计直径的3～5倍。

（2）当桩端持力层为风化岩、残积土或第四系地层时，对于端承型桩，一般性勘探孔宜深入预计桩端平面以下桩身设计直径的3～5倍，且不应小于5m。对于端承摩擦桩，一般性勘探孔宜深入预计桩端平面以下桩身设计直径的3～5倍，且不应小于3m，对大直径桩不应小于5m。对于摩擦桩，一般性勘探孔宜深入预计桩端平面以下桩身设计直径的3倍。控制性勘探孔深度应满足桩基础沉降计算的要求。

5. 变电站（换流站）勘探点深度要求

变电站（换流站）工程施工图设计阶段桩基础勘察，根据桩的承载特性及工程地质条件确定勘探孔深度：

（1）对于端承桩，当桩端持力层为岩石时，勘探点深度宜进入桩端以下桩径的1～3倍，控制性勘探点可至桩端以下桩径的3～5倍。在第四系地层中，一般性勘探点深度应达到桩端以下不少于桩径的4倍，控制性勘探点深度应满足桩基础沉降计算的要求。

（2）对于摩擦桩，一般性勘探点应钻至桩端以下3～5m，控制性勘探点可取桩端以下基础底面宽度的0.5～1.0倍或满足桩基础沉降计算的深度要求。

6. 架空输电线深度要求

采用桩基础等深基础的架空输电线路杆塔工程，勘探深度应符合现行JGJ 94《建筑桩基技术规范》的规定。

根据施工图设计阶段桩基础勘察的深度要求，进行桩基础勘察时，首先应掌握建（构）筑物结构类型、荷载及基础形式、埋深等情况，预估可能的桩长和地基变形计算深度，确定一般性勘探点和控制性勘探点的深度。

四、桩基础工程勘探方法

（一）钻探取样与土工试验

对摩擦型桩，主要地基岩土层的主要物理力学指标有效试验个数，在均匀地基岩土层中不宜少于6件（组）。当取样困难或取样质量难以保证时，应采用原位测试代替部分取样工作，且主要地基岩土层同一原位测试指标不宜少于6个。当地基岩土层不均匀时，应适当增加取样和原位测试的数量。

对端承型桩，应加强桩端主要受力层内取样和原位测试工作；下卧层取样数量不宜少于6件（组），下卧层原位测试数量不宜少于6个。

当需用土的抗剪强度估算桩的侧阻力、端阻力和验算下卧层强度时，宜进行三轴剪切试验或无侧限抗压强度试验。三轴剪切试验的受力条件宜模拟工程的实际情况。

对需估算沉降的桩基础工程，应进行压缩试验，试验最大应力应大于上覆自重压力与附加压力之和。当桩端持力层为砂土、碎石土时，往往很难取得质量合格的土样，此时可采用原位测试或深层载荷试验等得到变形模量进行沉降计算。

当桩端持力层为基岩时，应采取岩样进行饱和单轴抗压强度试验，必要时尚应进行软化试验。对软岩和极软岩，可进行天然湿度的单轴抗压强度试验；遇砂土、粉土、混合土、残积土、碎石土应通过标准贯入试验或钻探采取试样测定土的颗粒组成。

（二）原位测试

桩基础工程勘察中，常用的原位测试手段及适用土层见表5-21。

表5-21 常用原位测试手段

土（岩）层	硬岩石	软岩石	碎石土（破碎岩）	砂土	粉土	黏性土	软土
动力触探试验	×	△	○	○	△	△	×
标准贯入试验	×	△	△	○	○	○	△
静力触探试验	×	×	×	△	○	○	○
旁压试验	×	×	×	△	○	○	○
十字板剪切试验	×	×	×	×	△	○	○

注 ○表示比较适合，△表示可能适合，×表示不适合。

以原位测试提供桩侧阻力和桩端阻力时，以表5-22所列土层并结合当地经验、工程综合试桩资料等确定。

表 5-22 桩侧阻力和桩端阻力估计所需基本指标

依据	所需土的指标	主要适用岩土层
常规物理力学性质指标	液性指数 I_L，孔隙比 e	粉土、黏性土
	含水比 $\alpha_w = w/w_L$	红黏土
标准贯入试验	实测标准贯入试验击数 N	砂土、粉土、黏性土
静力触探试验	双桥探头的侧摩阻力 f_s，锥尖阻力 q_c	砂土、粉土、黏性土
动力触探试验	修正后的动力触探试验击数 $N_{63.5}$	碎石土、砂土
剪切试验指标	土的重度 γ，三轴不固结不排水试验或直剪快剪测得的黏聚力 c 和内摩擦角 φ	粉土、黏性土
十字板剪切试验	土的不排水剪切强度 c_u	饱和黏土
旁压试验	土的不排水剪切强度 c_u 极限压力 p_L 和初始压力 p_0	饱和黏土
无侧限抗压强度	无侧限抗压强度 q_u（c_u=q_u/2）	饱和黏土
单轴竖向抗压强度	抗压强度	岩石

（三）工程物探

对于地质条件复杂的场地，可以采用工程物探方法，如高密度电阻率法、地质雷达法、面波检测法、地磁勘探法等，查明基岩埋深、溶洞分布、基岩风化层厚度等深部地层和地质构造特征。

五、桩基础工程勘察需提供的成果

（一）桩基础工程勘察需提供的资料

除地层条件外，桩基础工程勘察需提供的桩基础设计资料主要包括：

（1）桩型选择建议；

（2）桩端持力层选择；

（3）成（沉）桩可能性及可能存在的问题；

（4）桩长范围内各土层的桩端阻力和桩侧阻力；

（5）预估单桩极限承载力值；

（6）桩基础沉降估算。

（二）桩型及桩端持力层选择

1. 桩型选择

桩型选择应根据地层条件、施工工艺、建（构）筑物结构类型、荷载、桩的使用功能、穿越土层、桩端持力层类型、地下水位、施工设备、周边环境等，进行综合分析后选择。

2. 桩端持力层选择

桩端持力层应选择具有适当埋藏条件的地层，并具有一定厚度，且桩端持力层厚度满足规范要求。当桩端持力层为基岩时，在桩端平面以下桩径的 3.0 倍范围内不应有软弱夹层和未胶结的破碎带或洞隙分布，同时要求桩端持力层具有较高的承载能力和较低的压缩性，具有较好的稳定性和均匀性。

3. 成桩可能性和成桩影响因素

（1）预制桩。预制桩沉桩可能性取决于沉桩方式、沉桩设备及沉桩阻力。影响沉桩阻力的主要因素有地基土层性质及分布状况、桩型、桩径、桩长、沉桩过程中的间歇时间以及土层因先期沉桩被挤密的程度等。

（2）灌注桩。影响灌注桩成桩的主要地质因素有以下几种：

1）地下障碍物、孤石等，钻进困难；

2）松散砂、石地层，易塌孔；

3）软土地层，易缩颈、塌孔；

4）承压水，易塌孔；

5）浅层气，易塌孔，喷气时危及安全；

6）其他不良地质条件，如卵石层、破碎带、基岩裂隙、洞穴等。

（三）单桩承载力

提供桩的侧阻力、端阻力及预估单桩承载力是桩基础勘察评价的主要内容之一。单桩承载力可通过规范经验参数法、原位测试估算法及桩基础原体试验确定。

（四）桩基础沉降计算参数

桩基础沉降计算时，主要计算桩端以下土层的压缩变形。桩基础工程勘察需提供的主要桩基础沉降计算参数是地基土在自重应力至自重应力加附加应力时的压缩模量 E_{si}。

（1）对于易取得原状土样的黏性土、粉土等，一般根据压缩试验得出天然状态及不同压力下的孔隙比统计计算得到。

（2）由于可能采用多种桩长方案，一般需提供不同附加应力下的压缩模量。

（3）对无法或难以采取不扰动土样的填土、砂土和深部土层等，可根据原位测试参数换算土的压缩模量。

（4）当条件具备时，也可通过工程经验、原体试验成果等对沉降进行预测或估算。

第七节 地基处理的勘察

在对地基处理的对象、目的和方法有充分了解的基础上，针对不同的地基处理方法制订有针对性的勘察方案。

一、地基处理的岩土工程勘察应满足的要求

（1）针对可能采用的地基处理方案，提供地基处理设计和施工所需的岩土特性参数；

（2）勘察孔深度应满足地基变形计算要求，一般性勘探孔深度大于地基处理深度3.0～5.0m，控制性勘探孔深度应达到地基处理深度1.5～2.0倍，当在该深度范围内遇坚硬稳定的岩土层时，可终孔；

（3）勘探点间距宜为15～30m，地层变化较大或遇到特殊岩土时，应适当加密勘探点；

（4）预测所选地基处理方法的效果及其对环境和邻近建（构）筑物的影响，对其他可行的地基处理方案提出建议；

（5）当场地条件复杂且缺乏成功经验时，应建议在施工现场对拟选方案进行试验或对比试验，检验方案的设计参数和处理效果。

二、换填垫层法的岩土工程勘察

换填垫层法的岩土工程勘察宜包括下列内容：

（1）查明待换填的不良土层的分布范围和埋深。换填土层厚度变化较大时，应适当加密勘探点，必要时宜对换填土土源进行勘察。

（2）应测定换填土或垫层材料的最大干重度和最优含水量，采用砂石作为换填材料时，应测定其颗粒级配或相对密实度。

（3）查明换填垫层以下软弱下卧层的承载力和变形模量，评估接触面的抗滑稳定性。

（4）应评估换填材料对地下水环境的影响。

（5）在换填施工过程中，宜对开挖、回填和降水等事项提出建议。

（6）当施工验槽时发现与勘察报告不一致时，应进行验证或补充施工勘察；当发现垫层底部存在古井、古墓、洞穴、旧基础、暗塘等软硬不均的部位时，应要求设计单位和施工单位进行处理。

三、预压法的岩土工程勘察

预压法的岩土工程勘察宜包括下列内容：

（1）查明拟处理软土的成层条件（包括是否有夹砂层和下卧砂层），软土的埋深和厚度，地下水的补给和排泄条件等；

（2）除提供待处理软土的一般物理力学参数外，应着重提供软土的先期固结压力、压缩性曲线、竖向和水平向固结系数、抗剪强度指标、软土在预压过程中强度的增长规律等参数；

（3）对重要工程，应建议选择代表性试验区进行预压试验，为预压处理的设计施工提供可靠依据。

四、强夯法的岩土工程勘察

强夯法的岩土工程勘察宜包括下列内容：

（1）查明强夯影响深度范围内土层的组成、分布、强度、压缩性、透水性和地下水条件等；

（2）查明施工场地和周围受影响范围内的地下管线和建（构）筑物的位置、标高，调查有无对振动敏感的设施和建（构）筑物，对是否需在强夯施工期间进行监测等提出建议；

（3）对重要工程，应建议选择代表性区域进行强夯试验，检验强夯施工可行性、施工参数和加固效果。

五、桩土复合地基的岩土工程勘察

桩土复合地基的岩土工程勘察宜包括下列内容：

（1）查明暗塘、暗浜、暗沟、洞穴等的分布和埋深；

（2）查明持力层各土层的组成、分布、厚度和物理力学性质，可作为桩端持力层的相对硬层的埋深；

（3）评估成桩施工可能性和成桩工艺对周围土体、邻近建（构）筑物、工程设施和环境的影响，桩体与水土间的相互作用等；

（4）评估桩间土承载力，预估单桩承载力和复合地基承载力；

（5）评估桩间土、桩身、复合地基、桩端以下变形计算深度范围内土层的压缩性，任务需要时估算复合地基的沉降量；

（6）对需验算复合地基稳定性的工程，提供桩间和桩底土的抗剪强度参数；

（7）建议检测单位进行桩间土、单桩和复合地基载荷试验，检验复合地基承载力。

六、注浆法的岩土工程勘察

注浆法的岩土工程勘察宜包括下列内容：

（1）查明岩土体渗透性、孔隙比或岩石的裂隙宽度和分布规律，地下水埋深、流向和流速，岩土的化学成分和有机质含量；岩土的渗透性宜通过现场试验测定。

（2）查明临近的既有地下构筑物和地下管线等的

埋深、渗漏或可能存在的裂缝等，评估其注浆时发生渗漏的可能性。

（3）对重要工程或既有建（构）筑物地基加固工程，任务需要时宜选择代表性试验区进行注浆试验：

1）根据岩土性质和工程要求选择浆液和注浆方法（渗透注浆、劈裂注浆、压密注浆等），根据地区经验或通过现场试验确定浆液浓度、黏度、压力、凝结时间、有效加固半径或范围；

2）在加固施工过程中对地面和地下既有建（构）筑物和地下管线等进行跟踪变形及渗漏观测，控制灌注顺序、注浆压力、注浆速率等；

3）通过开挖、室内试验、动力触探试验或其他原位测试手段，评定加固后地基的承载力、压缩性、稳定性或抗渗性，对注浆加固效果进行检验；

（4）应建议业主委托监测单位在注浆加固后，对建（构）筑物或构筑物进行沉降观测，直至沉降稳定为止，观测时间不宜少于半年。

第八节 采 空 区

一、采动影响区分类

广义上讲，采动影响区是受矿产开采影响，在地表有明显变形的区域，通常是针对煤矿开采。

依据开采影响的时间和性质，把采动影响区分为四种类型，即采空区、正在开采区、规划开采区及压矿区，见表 5-23。

表 5-23 采动影响区分类表

采动影响区分类	描述
采空区	工程建设前已经开采的区域
正在开采区	工程建设时正在开采的区域
规划开采区	开采系统已经形成，工作面已明确，开采时间已安排的区域
压矿区	没有矿权归属，或有矿权归属但未作规划的区域

二、采空区勘察

架空输电线路塔基、变电站或发电厂位于或邻近采空区时，应对采空区进行勘察，并评价其稳定性。

采空区勘察应查明采空区上覆岩层的稳定性，预测采空区地表变形特征和规律性，并判定其作为电力工程建设场地的适宜性，如有必要需提出避让或处理的意见。

采空区的勘察方法主要包括搜集资料调查、工程物探、工程地质钻探等方法，一般以搜集资料和调查为主。

（一）搜集资料调查

采空区搜集资料调查包括搜集采矿资料、采空区踏勘、调查采矿情况、井下测量、地表变形观测、地面建（构）筑物破坏情况等。其中应搜集的采矿资料主要包括采掘工程平面图、井上下对照图、巷道分布平面图等。

采矿调查方法有搜集资料、走访踏勘，具体调查要素见表 5-24。

表 5-24 采矿调查要素一览表

开采方法	顶板管理方式	开采时间及其他
a．巷道式： 巷道分布、主巷道位置、走向； 巷道切面形状、尺寸、有无支护。 b．长壁式： 平面分布、采高； 工作面长度、开采掘进方向。 c．房柱式： 开采顺序； 平面分布、采高	a．垮落法： 垮落后顶板破坏情况。 b．矿柱支撑法： 矿柱截面尺寸、分布； 垮落区分布。 c．充填法： 充填区分布； 充填效果	a．开采起始时间与结束时间； b．各时间区段采取率； c．开采规模； d．采空区位置及面积； e．地表变形特征； f．未来开采计划； g．开采中发现的断层、裂隙等地质构造情况； h．采掘工程图

工程地质调查方法有搜集资料、现场踏勘和走访、地表裂缝统计、摄影、小型坑探，调查内容见表 5-25。

表 5-25 采空区工程地质调查内容一览表

变形情况	建（构）筑物情况	地基土情况
a．地面建（构）筑物地基不均匀下沉情况，不同位置下沉量、相邻柱间差异沉降、局部倾斜值； b．建（构）筑物裂缝情况，裂缝性质、形态、分布规律及基础与地基不均匀下沉的关系等	a．建（构）筑物类型、整体刚度，对地基变形的适应能力； b．地基基础解决方式、基础类型、尺寸、埋深、基底承载力、地基处理情况（查阅相关设计资料，必要时设探井）	a．地基持力层承载力； b．地基压缩层变形特点； c．建（构）筑物建成以来地基条件改变情况； d．基础下与基础外土性差异（定性）（查阅有关勘测资料，必要时布设探井）

（二）工程物探

1．电法勘探

电法勘探的物理前提是采空区与围岩的电性差异，电线、地下水管、铁管、游散电流、电磁干扰等均是该方法的干扰因素。电法勘探包括高密度电法、电测深法、电剖面法及电阻率测井法等，高密度电法适宜的采空区探测深度范围是 100m 以内，最大深度一般不超过 150m，采空区埋深与其直径的比 $h/D \leqslant 40$。其精度误差在±10%左右。

电法勘探特点对比见表 5-26。

2．地震勘探

地震勘探方法深度一般在数十米至数百米之内。采

空区勘察常采用的地震勘探方法有折射波法、反射波法、地震层析法和面波法，地震波勘察方法对比见表 5-27。

折射波法适合深度在 100m 以内，采空区面积探测准确率约 70%，平面位置准确率约 54%，深度准确率约 34%；地震层析法的探测深度视井深而定，井有多深，探测深度就能达多深，其面积准确率达 83%，平面位置准确率约 53%，深度准确率为 17%；面波（瑞雷波）法勘探有效深度为波长的 1/2，最大勘探深度约 100m，其面积准确率达 84%，平面位置准确率约 50%，深度准确率为 11%。

3. 电磁勘探

电磁勘探的前提是电磁性差异，电线、地下水管、铁管、游散电流、电磁干扰是干扰因素。电磁勘探包括瞬变电磁勘探、地质雷达和无线电波透视（井间 CT），其中以瞬变电磁法和地质雷达较为常用，其特点比较表见表 5-28。

（三）工程地质钻探

1. 采空区钻探目的

钻探工作主要目的是对地质调查、测绘资料及物探资料进行验证，同时采取岩芯以获取岩石物理力学参数，其目的大体如下：

（1）查明采空区的埋深、厚度、顶、底板岩性；

（2）查明采空塌陷引起的垮落带、裂隙带和弯曲带的埋深，具体发育情况；

（3）配合物探解译资料解释，验证物探成果的准确性；

（4）物探发现构造（断层、陷落柱等），需要进一步确认；

（5）利用钻孔进行井中物探；

（6）对采空区钻探取芯，进行室内力学分析。

表 5-26　　采空区电法勘探特点一览表

种类	高密度电阻率法	四极电测深法	电剖面法	电阻率测井
成果解释	剖面	纵线	横线	纵线
电性前提	任何地层及产状、良好的接地条件	岩层倾角小于 20°、地形坡度小于 30°、表层电性均匀	接地条件好、干扰水平低、沿测线地形起伏不大	井孔充有泥浆或地下水，供测量井段井壁未下套管
施工难度	较难	较难	较难	较难
有效深度	≤100m	1000m	200m	等效钻孔深
精度范围	10%～20%	10%～30%	10%～30%	5%～15%
作业周期	（1～2）测线/d	（5～10）测点/d	（1～2）剖面/d	（1～2）井/d
分辨率	较高	较低	较低	较高

表 5-27　　采空区地震波勘察方法对比表

类别	对比项					
	折射波法		反射波法 单边放炮（CDP）法	层析（CT）法 透射法	面波法	
	常规	横波			稳态	瞬态
有效深度	≤100m		≤500m	随钻孔定深度	较浅，≤60m	≤30m
分辨率精度	粗±15%	细	较细±10%	细±7%	细 $h/D>10\pm5\%$	
适应模型	通用		通用	通用	通用	
施工难度	易		较难	难（钻井）	较难（设备大）	不难
作业周期	快		较慢	慢	快	

表 5-28　　电磁勘探法综合对比表

种类	瞬变电磁法	地质雷达	无线电波透视
成果解释	纵线	剖面	剖面
应用条件	适合于较复杂地形，测试容易，数据采集处理自动化，解释难度大	适用于高阻地质体，不受地形影响，图形直观，解释容易	前期工作难度大，后期测试容易，数据资料整理不难
施工难度	较难	不难	较难
有效深度	500m	60m	有效钻孔深度

续表

种类	瞬变电磁法	地质雷达	无线电波透视
精度范围	10%～15%	5%	5%
解决问题及效果	适用于各种形状采空区、垮落带，低阻效果好	适用于高阻采空区，低阻效果差	各种形状采空区，垮落带
作业周期	70 点/d	15 点/d	1 对井/d
分辨率	较高	高	高

2. 钻孔位置的确定

（1）根据工程地质调查资料确定。根据采空区调查搜集掌握的采空区及空洞分布情况，诸如采矿位置、深度、采矿层高度，以及搜集的采矿平面图、矿井、巷道分布图等资料，大致可确定采空区位置，据此可初步确定钻孔位置及钻孔数量。

（2）根据物探异常确定。物探异常是地下介质异常的反映。在仪器操作、解释人员经验丰富、仪器正常工作情况下，两种以上物探手段共同反映出的异常，可能就是探测对象的异常反应。如果与地质测绘资料吻合，就可确定钻孔位置。有时为了检查探测效果，除在异常区打钻验证外，还要在非异常区布置适量钻孔。

三、采空区稳定性评价

（一）采空区稳定性定性评价

1. 长壁式采空区稳定性定性评价

采用长壁式开采，矿层采空后，顶板岩层的移动变形因岩层性质和开采条件不同，变形的表现形式、分布状态和程度亦不相同，对水平及缓倾斜矿层，一般可将其垂直方向的变形分为三带，见图 5-1。

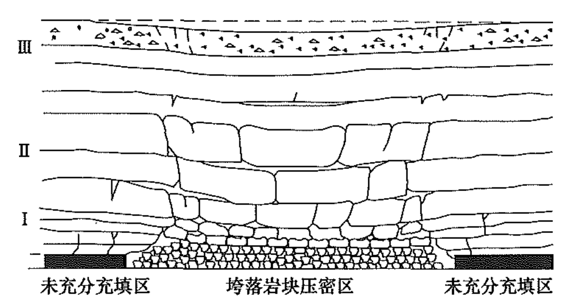


图 5-1 顶板岩层变形分带

Ⅰ—垮落带；Ⅱ—裂隙带；Ⅲ—弯曲带

（1）垮落带是指采用全部垮落法管理顶板时，回采工作面放顶后引起煤层直接顶板岩层产生严重破坏的范围。垮落带的采出空间顶板岩层在自重力作用下断裂、破碎成块垮落，垮落岩块大小不一，无规则地堆积在采空区。

垮落带高度（简称“冒高”）可采用式（5-14）估算。

$$H_{\mathrm{m}}=\frac{M}{(k-1)\cos\alpha} \tag{5-14}$$

式中 M——煤层采厚，m；

k——冒落岩石碎胀系数；

α——煤层倾角，（°）。

垮落带高度主要取决于采出厚度和上覆岩石的碎胀系数，垮落带高度通常为采出厚度的 3～5 倍。顶板岩石坚硬时，为采出厚度的 5～6 倍。顶板为软岩时，为采出厚度的 2～4 倍。

（2）裂隙带（裂缝带）位于垮落带之上，其岩层产生较大的弯曲、变形和断裂破坏，但仍保持层状结构。垮落带和裂隙带之间没有明显的分界线，但均属于破坏性影响区。上覆岩层离采空区越远，破坏程度越小。

垮落带与裂隙带统称为垮裂带，这两个带的岩体受开采影响发生冒落或存在空洞和裂隙，属不稳定岩体，垮裂带高度 H_{li} 可按经验公式（5-15）、式（5-16）计算：

水平～倾斜煤层（0°～45°）：$$H_{\mathrm{li}}=\frac{100M}{aM+b}\pm c \tag{5-15}$$

急倾斜煤层（＞45°）：$$H_{\mathrm{li}}=\frac{100Mh}{ah+b}\pm c \tag{5-16}$$

式中 M——单层开采的采厚或多层开采的累计法向采厚，m；

h——阶段垂高，m；

a、b、c——系数，与覆岩物理力学性质有关，可按表 5-29 查取。

表 5-29 垮裂带高度计算系数表

<table>
<tr><th rowspan="2">覆岩类别</th><th colspan="2">覆岩性质</th><th colspan="3">水平～倾斜煤层</th><th colspan="3">急倾斜煤层</th></tr>
<tr><th>岩性</th><th>单轴抗压强度（MPa）</th><th>a</th><th>b</th><th>c</th><th>a</th><th>b</th><th>c</th></tr>
<tr><td>坚硬</td><td>石英砂岩、硬石灰岩、砂质页岩和砾岩</td><td>80～40</td><td>1.2</td><td>2.0</td><td>8.9</td><td>4.1</td><td>133</td><td>8.4</td></tr>
<tr><td>中硬</td><td>砂岩、泥质灰岩、砂质页岩、页岩</td><td>40～20</td><td>1.6</td><td>3.6</td><td>5.5</td><td rowspan="2">7.5</td><td rowspan="2">293</td><td rowspan="2">7.3</td></tr>
<tr><td>软弱</td><td>砂质泥岩、泥岩</td><td>20～10</td><td>3.1</td><td>5.0</td><td>4.0</td></tr>
<tr><td>极软弱</td><td>铝土岩、风化泥岩、黏土、砂质黏土</td><td>＜10</td><td>5.0</td><td>8.0</td><td>3.0</td><td>—</td><td>—</td><td>—</td></tr>
</table>

在一般情况下，软弱岩石形成的垮裂带高度为采高的9～12倍，中硬岩石为采高的12～18倍，坚硬岩石为采高的18～28倍。

（3）弯曲带位于裂隙带之上，直至地表。弯曲带岩层的移动过程是连续而有规律的，并保持其整体性和层状结构，不存在或极少存在离层裂隙，受采动影响相对较轻、稳定性相对较好。

上述三带并没有明显的分界线，相邻两带之间一般是渐变过渡，也不是所有采空区都形成上述三带。

（4）采空区地基稳定性初步判断。在已经变形稳定的采空区地表新建建（构）筑物之后，不致引起采空区地表重新变形导致地基失稳的加载即为采空区建筑安全加载，相应的开采深度即为安全加载临界深度。长壁陷落法开采临界深度 H_l 可用经验公式（5-17）表示：

$$H_l \geqslant H_{li} + H_d + H_j + H_y \tag{5-17}$$

式中 H_{li}——垮裂带高度，m；

H_d——地表裂缝带深度，m；

H_j——建（构）筑物基础埋深，m；

H_y——建（构）筑物附加应力有效影响深度，m。

H_d 地表裂缝带深度一般不超过10m；电力设施基础埋深 H_j 一般不超过10m；电力建（构）筑物附加应力有效影响深度一般取0.1倍自重应力。当采空区深度小于开采临界深度 H_l 时，地基欠稳定，需要采取避让或适当的治理措施。

2. 小窖采空区地基稳定性初步评价

对于输电线路塔基，地表已经稳定时可不进行稳定性评价。对于尚未稳定的采动影响区，可根据建（构）筑物的基底压力、采空区埋深、范围和上覆岩层的性质等评价建（构）筑物地基的稳定性，并根据矿区建设经验提出避让或处理措施。

地表陷坑、裂缝发育分布地段，属于不稳定地段，不适于电力工程建设。其附近有建筑时，需有一定的安全距离，安全距离的大小视建（构）筑物的性质而定，一般应大于15m。

当塔基在采动影响范围以内时，可按式（5-18）验算地基稳定性。设塔基基底压力为 p_0，则作用在采空段顶板上的压力 Q 为：

$$\begin{aligned} Q &= G + Bp_0 - 2f \\ &= \gamma H\left[B - H\tan\varphi\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)\right] + Bp_0 \end{aligned} \tag{5-18}$$

式中 G——巷道单位长度顶板上岩层所受的总重力，kN/m；

B——巷道宽度，m；

f——巷道单位长度侧壁的摩阻力，kN/m；

H——巷道顶板的埋藏深度，m；

γ——顶板以上岩层的重度，kN/m^3；

φ——顶板以上岩层的内摩擦角，由岩样剪切试验求得。

当 H 增大到某一深度，使巷道顶板岩层恰好保持其自然平衡（即 Q=0），此时的 H 称为临界深度 H_0，H_0 可按式（5-19）确定：

$$H_0 = \frac{\gamma B + \sqrt{\gamma^2 B^2 + 4\gamma B p_0 \tan\varphi\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)}}{2\gamma\tan\varphi\tan^2\left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)} \tag{5-19}$$

当 $H < H_0$ 时，地基不稳定。

当 $H_0 < H < 1.5H_0$ 时，地基稳定性差。

当 $H > 1.5H_0$ 时，地基稳定。

（二）采空区稳定性定量计算

1. 地表移动变形

地表移动变形定量计算一般适用于壁式陷落法开采或经过正规设计的条带或房柱式开采的地表稳定性计算。预计地表移动与变形时，根据我国煤矿的实际情况，可从下列三种计算方法中选用：概率积分法、典型曲线法和负指数函数法。

根据工程经验，电力工程一般采用概率积分法计算地表变形，具体计算方法参见《建（构）筑物、水体、铁路及主要井巷煤柱留设与压煤开采规程》。

2. 地表变形速率

（1） 最大下沉速度。地表最大下沉点相邻两次观测间隔时间内，单位时间下沉差的最大值为地表最大下沉速度。地表下沉速度反应地表变形的剧烈程度。

地表最大下沉速度与许多地质采矿因素有关。主要影响因素是岩性、采深、顶板管理方法及工作面推进速度。一般来说，岩性软下沉速度大，硬则下沉速度小。此外下沉速度还与采厚、推进速度成正比，与采深成反比。

最大下沉速度 v_{max}（mm/d）可按经验公式（5-20）预估。

$$v_{max} = \frac{KW_{max}v}{H_0} \tag{5-20}$$

式中 K——下沉速度系数，我国一些煤矿区此系数变化于0.5～3.0之间（对全部垮落法和普采），不同条件下应由实地观测确定。重复开采时，下沉速度将增加10%～30%；

W_{max}——计算工作面的预计最大下沉值，mm；

v——工作面推进速度，m/d；

H_0——平均开采深度，m。

（2）地表移动持续时间。地表移动持续时间或移动过程总时间，是指在充分采动或接近充分采动的情

况下，下沉值最大的地表点从移动开始到移动稳定所持续的时间。在移动盆地内各地表点中，地表最大下沉点的下沉量最大，下沉的持续时间最长。

地表移动的持续时间一般是根据最大下沉点的下沉量及下沉速度与时间关系曲线求得。一般根据下沉速度及其对建（构）筑物的影响程度，将地表点的整个移动过程分为下列三个阶段：

开始阶段：下沉量达到10mm的时刻，为移动开始时刻，从移动开始至下沉速度刚达到1.67mm/d（或50mm/月）时刻止的阶段为移动开始阶段。

活跃阶段：下沉速度大于1.67mm/d的阶段。

衰退阶段：下沉速度刚小于1.67mm/d时起至六个月内地表各点下沉累计不超过30mm时止的阶段为移动衰退阶段。

以上是对矿层倾角小于45°的条件而言。当矿层倾角大于45°时以1mm/d（或30mm/月）为标准来划分。

开始阶段、活跃阶段、衰退阶段这三个阶段的时间总和为地表移动持续时间。无实测资料时，可按式（5-21）或式（5-22）估算。

$$T_{总}=7+2\times\frac{H}{v} \tag{5-21}$$

$$T_{活}=2+1.5\times\frac{H}{v}-0.09\left(\frac{H}{v}\right)^2 \tag{5-22}$$

式中　$T_{总}$、$T_{活}$——分别为总持续时间和活跃期时间，月；

v——工作面推进速度，m/月；

H——开采深度，m。

重复采动时持续时间将缩短，充填法处置顶板时持续时间将延长。在其他条件相同的情况下，开采深度与移动持续时间之间的关系比较稳定，即深度越大移动总时间越长，地表移动变形也较平缓。一般采深小于100m，持续时间为8～10个月。采深100～200m，持续时间为12～24个月。采深200～300m，持续时间为24～36个月。

四、采空区场地适宜性评价

在采空区选择电力工程建设场地时，应根据地表移动特征、地表移动所处阶段、地表变形值的大小和上覆岩层的稳定性划分不宜建设的场地、相对稳定可以建设的场地。

（1）下列地段不宜作为电力工程建设场地：

1）在开采过程中可能出现非连续变形的地段。当出现非连续变形时，地表将产生台阶、裂缝、塌陷坑。它对建（构）筑物的危害要比连续变形的地段大得多。

2）处于地表移动活跃阶段的地段。地表移动活跃阶段内，各种变形指标达到最大值，是一个危险变形期。它对地面建（构）筑物的破坏性很大。

3）特厚矿层和倾角大于55°的厚矿层露头地段。在开采急倾斜矿层时，它除了产生顶板方向的破坏外，采空区上边界以上的破坏范围也显著增大。而且随所采矿层厚度、倾角的增大，上边界所采矿层的破坏越来越严重。同时，开采急倾斜矿层时，采空区上边界矿层会发生抽冒。其抽冒高度严重者可达地表。

4）由于地表移动和变形可能引起边坡失稳和山崖崩塌的地段。

（2）下列地段作为架空输电线路等电力工程建设场地时，其适宜性应专门研究：

1）采空区采深采厚比小于30的地段。

2）采深小、上覆岩层极坚硬并采用非正规开采方法的地段。

3）由于开采影响产生的地表倾斜大于3mm/m或地表水平变形大于2mm/m或地表曲率大于0.2mm/m^{2}的地段。

（3）下列地段为相对稳定区，可以作为架空输电线路塔基建设场地：

1）已达充分采动，无重复开采可能的地表移动盆地的中间区。

2）预计的地表变形值均小于下列数值的地段：

地表倾斜：3mm/m；

地表曲率：0.2mm/m^2；

地表水平变形：2mm/m。

五、采空区治理

根据采空区治理经验，采空区治理方法有注浆法、非注浆法和桩基础。非注浆法主要有干砌法、浆砌法、开挖回填法。受深度及采空区范围的影响，非注浆法和桩基础法受到很多局限，电力工程建设中一般采用注浆法进行采空区治理。

（一）注浆法治理采空区

注浆法是在地表打孔，通过注浆管将水泥浆或水泥粉煤灰浆注入采空区及其上覆岩体裂隙中，浆液经过固化，胶结岩层裂隙带，同时采空区内的浆液形成的结石体对其上覆岩层形成支撑作用，保证地基的稳定。注浆处理采空区是目前相对成熟的技术，分为渗透式处理和浆柱式注浆处理等方法。

1. 渗透式注浆

渗透式注浆浆液一般浓度较低，由于采空区塌陷岩土体结构松散，颗粒之间胶结程度差，孔隙度高，浆液在一定压力下以填充、渗透和挤密方式，挤走土颗粒间水分和空气后占据其位置，基本上不改变原有岩土松散的结构和体积，凝固后的松散岩土体成为强度高、变形模量大的凝固整体，从而满足工程上对其稳定性的要求。渗透式注浆处理最终一般达到的减沉

率为40%～50%。

2. 浆柱式注浆

浆柱式注浆法就是利用钻孔把浓度高、粒径较大的浆液通过高压注入采空区，并在浆液中掺入一定量的速凝剂，由于浆液这些特殊的性质，注入后浆液在采空区松散岩土体中迅速凝固，有效扩散半径很小，凝固后的浆体在采空区形成一个上小下大的锥状体，由于这种锥状的柱体具有强度高、变形小的特点，它能像柱子一样起到支撑上部岩体的作用，防止上覆岩土体在新的附加应力作用下的进一步变形破坏，从而达到加固地基的作用。另外，利用高压把浆体注入采空区，浆体很容易对采空区松散岩土体产生很大的侧向挤压作用，使相邻浆柱体之间的土体被挤密、脱水，因此，土体的抗剪、抗压强度得到相应提高，它们与浆柱体一道共同承担上覆岩土体及附加荷载对其的作用。浆柱式一般达到的减沉率为70%左右。

3. 注浆方法选择

电力工程建设场地下伏采空区治理时应先进行治理方法的筛选，选用最佳治理方法。治理方法的选择直接关系到电力工程建设项目的造价、工期和安全等问题，是治理成功与否的关键。

（1）注浆方案选择原则。为做到有的放矢，在选择采空区治理方法时，一般应遵守在技术上可行、经济上合理，又能满足进度的要求，结合采空区电力工程建（构）筑物要求、地基条件、道路条件及施工条件等进行选择。

（2）选择治理方法的主要条件。选择采空区治理方法时，应基于工程等级及其不同地段建（构）筑物条件，综合考虑煤矿及其采空区埋深、顶板岩性、开采方法、煤层厚度和倾角、采空区形成时间等特征确定。另外，施工现场的作业条件、设备的性能及适用范围往往限制了治理方法的选择。特别是在重丘山岭区由于治理场地狭窄，影响机械化作业，故不宜采用大规模的注浆方法。在进行采空区治理施工时，可能会给周围环境带来影响，如注浆可能引起地下水位的变化，对当地地下水的采用会给邻近矿井的生产带来危害等。因此，在选择方法时对这些潜在的影响因素都要作全面的考虑，尽可能减小对周围环境的危害。

（二）注浆效果检验

注浆效果检验方法一般有工程物探检测法、钻孔电视检测、压水试验和钻探取芯等。

工程物探检测法优点是成本低、速度快、效率高、施工简单。常用的方法有波速法、面波（瑞雷波）法、高密度电阻率法等。

1. 波速测井法

地震波在不同岩性地层中的传播速度取决于岩石的密度。当采空区进行注浆治理后，破碎岩石的裂隙、空隙被注入浆液充填固结，导致岩石密度发生变化。利用人工浅震产生的地震波，通过检测探头，经三分量检波器接收地震波的直达信息，传输到地震仪主机自动记录，然后绘制解译图件，提交检测成果。

波速测井法是在检查钻孔取芯施工完成后才能进行，以钻孔获得的地质资料为基础，按不同岩石类型及岩石完整性分段对应的波速值，进行工程质量评价。

2. 面波（瑞雷波）法

当采空区内的裂隙、空隙被注浆浆液充填固结后，其岩层密度、波速将会发生变化，充填率愈高，岩层密度愈大，波速值随之增大。利用瑞雷波波速在采空区治理前后的变化，可定性评价治理工程的质量。

3. 高密度电阻率法

采空区治理前，空洞充水时视电阻率为低值，空洞无充填以空气介质为主时，其视电阻率为高值。采空区治理后，由于空洞内介质的改变，原充水空洞视电阻率升高，充气空洞视电阻率降低。利用治理前后岩层的视电阻率变化，对治理工程质量进行评价。

4. 钻孔电视检测法

由于采空区隐蔽性强，也可利用钻孔电视对注浆前注浆孔、注浆后检查孔岩层裂隙的充填情况进行对比分析，与物探结果对比分析，以评价注浆效果。钻孔电视孔内观测不能出现未充填空洞，钻孔电视观测可看到明显的浆液结石体。

5. 压水试验

选取代表性钻孔进行注浆前后压水试验对比，根据单位长度吸水量变化，检验采空区治理工程质量。

第六章

地震地质及地震效应

地震地质主要是研究、探明不利的地震、地质因素组合，进行地震灾害预测，防止地震时可能造成的破坏。如在活断层普遍发育、新构造运动强烈的地区，大地震将会使该区岩层断裂、错动；在岩石破碎、地形陡峭的崖坎、岸边，容易引起地震崩塌；在土质松软、地下水丰富，且有一定坡度的山区或丘陵，地震时常出现滑坡或坍塌；在河、湖岸边、古河道、海滩、低洼地等饱和砂性土地区，地震时容易引起砂土液化，甚至陷落，造成地基失效等。

地震效应是由地震产生的影响，主要包括原生的地震影响和次生的地震影响，原生的地震影响是指地层断裂位移、地面隆起及下陷等地下岩石破裂所直接造成的影响；次生的地震影响主要是地震波传播时地面振动所产生的影响，如建（构）筑物因振动而破坏倒塌、地震液化等。一部分地震效应需要用仪器才能观测到，称为微观地震效应，不用仪器就能观测到的称为宏观地震效应。

第一节 区域地质稳定性分析评价

电力工程建设项目在选址和建设中，区域地质稳定性是首先要考虑的问题。分析评价相关工作一般在初步可行性研究阶段和可行性研究阶段完成。

一、主要任务要求

通过搜集和分析区域地质资料、地震地质资料，了解工程场址及附近断裂构造的发育特征和活动性，评价其对场址稳定性的影响，确定厂（站）址的地质构造稳定性。结合工程场地的工程地质资料，对抗震有利、一般地段、不利地段和危险地段做出综合评价。对抗震不利地段，应提出避让的建议；当无法避开时应采取有效的措施。厂（站）址应避免选择在抗震危险地段；当无法避免时，主要建（构）筑物应避免布置在危险地段。

实际工作时，可按电力工程性质及工作范围的大小，分别对区域、近场区范围的地质稳定性予以分析评价。

对于发电厂、变电站（换流站）等工程项目，分析评价的范围应包括厂（站）址区域、近场区。

对于架空输电线路等线状工程，分析评价范围一般情况下以沿路径走向近场区为主，适当兼顾一定区域范围。

二、工作方法

区域地质稳定性分析评价，一般通过搜集区域地质资料、地震地质资料等进行分析评价。对开展过地震安全性评价专题工作的电力工程建设项目，可对相关内容予以分析、引用。

当电力工程建设项目工程场地位于 50 年超越概率 10%的地震动峰值加速度不小于 0.10g 区域，相应的地震基本烈度为Ⅶ度及以上地区，断裂构造通过厂（站）址及其附近或指向厂（站）址时，可根据工程需要开展断裂专项勘察工作。

三、工作区范围及工作内容

（一）区域工作

1. 区域范围

区域范围不应小于工程场址及其外延 150km。当 150km 外分布有对厂（站）址稳定性有影响的高震级发震构造或远源历史大地震时，还应适当扩大工作范围。

2. 主要工作内容

区域范围地震构造和地震活动性分析评价的主要工作内容包括：

（1）搜集区域地质构造与地貌资料，分析区域地貌特征与新构造运动的关系、区域新构造运动演化特征、主要新构造表现形式及其特点、新构造运动分区等，重点分析新构造运动的类型、活动特征、活动幅度及其与地震活动的关系。

（2）搜集和分析区域各主要断裂的展布和规模、断裂性质、产状和构造特征、断裂分段特征、断裂构造活动性以及地震活动性，评价主要断裂对工程厂（站）址稳定性的影响。

（3）搜集地震地质资料，包括区域历史强震资料、

区域破坏性地震震中分布资料、区域现代地震震中分布资料等。根据搜集到的资料，分析地震活动时空特征和未来地震活动趋势，评价工程场地所遭受的历史地震影响。

（4）根据搜集到的资料，编制与厂（站）址相关的区域地震构造图。

（二）近场区工作

近场区地震构造和地震活动性分析评价是电力工程建设项目进行区域地质稳定性分析评价的核心内容。

1. 工作区范围

近场区范围的确定应以能够解决近场区主要断层活动性鉴定和发震构造判定等主要问题为原则。一般情况下，近场区范围按以下原则界定：

（1）发电厂、变电站（换流站）等场地工程，为场址及其外延 25km。

（2）输电线路等线状工程，为沿线两侧 25km。

（3）必要时，近场区工作范围应适当扩大。

2. 主要工作内容

近场区地震构造和地震活动性分析评价的主要工作内容包括：

（1）搜集第四纪地质和地貌资料，分析第四纪构造活动特点。

（2）搜集近场区内断裂的位置、类型和活动性，说明断裂与工程厂（站）址区的最近距离，评价断裂对电力工程建设的影响，必要时开展断裂勘察。

（3）搜集近场区地震震中分布资料，分析其空间分布特征及与活动构造的关系，以及在区域地震活动趋势背景下的近场区未来地震活动水平。

（4）根据搜集到的资料，编制工程项目近场区地震构造图。

3. 全新活动断裂分析评价

全新活动断裂是近场区分析评价的重点对象。

（1）全新活动断裂的定义。全新活动断裂为在全新地质时期（一万年）内有过地震活动或近期正在活动，在今后一百年可能继续活动的断裂；全新活动断裂中、近期（近 500 年来）发生过地震震级 $M \geqslant 5$ 级的断裂，或在今后 100 年内，可能发生 $M \geqslant 5$ 级的断裂，可定为发震断裂。

（2）全新活动断裂的分级。在全新活动断裂分段的基础上，应对场址稳定性影响较大的断裂活动段进行全新活动断裂分级。全新活动断裂的分级按表 6-1 确定。

表 6-1 全新活动断裂分级

断裂分级		指标		
		活动性	平均活动速率 v(mm/a)	历史地震震级 M
Ⅰ	强烈全新活动断裂	中晚更新世以来有活动，全新世活动强烈	$v>1$	$M \geqslant 7$
Ⅱ	中等全新活动断裂	中晚更新世以来有活动，全新世活动较强烈	$1 \geqslant v \geqslant 0.1$	$7>M \geqslant 6$
Ⅲ	微弱全新活动断裂	全新世有微弱活动	$v<0.1$	$M<6$

（3）全新活动断裂的勘察方法。当搜集到的资料不满足全新活动断裂分析评价的要求时，应开展专项断裂勘察。断裂勘察方法一般包括搜集资料、现场调查、钻探、工程物探等。

（4）当拟建工程场地附近范围存在全新活动断裂时，应采取适当的避让或穿越措施。

对于发电厂、变电站（换流站）等场地工程，在初步可行性研究阶段和可行性研究阶段，对可能影响建设场地稳定的场址附近范围内全新活动断裂应提出避让的处理措施。场址区与全新活动断裂间的避让距离应根据断裂的等级、规模、产状、活动性、覆盖层厚度、地震动参数或地震烈度等因素综合分析确定。场址与全新活动断裂间的安全距离及处理措施可按表 6-2 确定。

表 6-2 场址与全新活动断裂间的安全距离及处理措施

全新活动断裂分级		安全距离及处理措施
Ⅰ	强烈全新活动断裂	当地震烈度为Ⅸ度时，宜避开断裂 1200m；当地震烈度为Ⅷ度时，宜避开断裂 800m，且厂（站）址宜选择在断裂下盘
Ⅱ	中等全新活动断裂	厂（站）址宜避开 400m
Ⅲ	微弱全新活动断裂	厂（站）址不应跨越断裂

（5）对于特高压输电线路工程，应调查沿线全新活动断裂分布情况，当需穿越活动断裂时，应采用大角度穿越方案。

四、区域地质稳定性综合分析评价

区域地质稳定性的综合分析评价应包括以下结论：

（1）工程场地所处的大地构造位置及其新构造活动的强度与特点。

（2）区域和近场区断裂构造特征综合评价，以及对工程场地稳定性影响性评价。

（3）区域和近场区地震活动特征综合评价，以及在区域地震活动趋势背景下的未来地震活动水平。

（4）从区域地质稳定性角度，评价电力工程建设

场地的适宜性。

第二节　地 震 动 参 数

一、地震动参数的定义

地震动参数是表征地震引起的地面运动的物理参数，主要应包括建设场地地表及工程建设所要求深度处的地震动峰值（峰值加速度、峰值速度及峰值位移）、反应谱和时程强度包络函数等，其中最主要的地震动参数是地震动峰值加速度、反应谱特征周期。

地震动参数可按基本地震动、多遇地震动、罕遇地震动和极罕遇地震动分别取值：

（1）基本地震动是相当于 50 年超越概率 10%的地震动；

（2）多遇地震动是相当于 50 年超越概率 63%的地震动；

（3）罕遇地震动是相当于 50 年超越概率 2%的地震动；

（4）极罕遇地震动是相当于年超越概率 0.01%的地震动。

二、地震动参数选取原则

电力工程应根据建设项目的建筑结构特点、地震影响模式，选择与建（构）筑物工程结构设计相适应的场地地震动参数，一般按以下原则确定：

（1）对于地震影响主要为惯性力作用的地面工程，如发电厂主要建（构）筑物等，可选取地震动峰值加速度和加速度反应谱作为地震动参数。电力工程建设一般按该原则确定地震动参数。

（2）对于埋地管线之类的工程，如取、排水管道等，应选择地震动峰值速度、峰值位移等。

（3）对于超高或大跨越等自振周期很长的建（构）筑物结构工程，除选择地震动峰值速度、峰值位移外，还应考虑长周期的反应谱值。

三、地震动参数的确定

1. 基本规定

GB 18306《中国地震动参数区划图》是我国电力行业建（构）筑物抗震设计中确定地震动参数的基础。

（1）一般电力工程建（构）筑物工程的抗震设防应达到区划图规定的抗震设防要求。

（2）社会经济发展规划和国土利用规划、防灾减灾规划、环境保护规划等相关规划的编制，应依据区划图规定的抗震设防要求考虑地震风险。

（3）对于一些重大电力建设工程和可能产生严重次生灾害的电力建设工程，当抗震设计对地震动参数有特殊要求，或工程场址位于区划图分界线、空白区，由区划图提供的地震动参数不能满足设计要求时，可根据专门的地震危险性分析工作，确定工程场地的工程抗震设防要求水准的地震动参数值。此外，部分省市的防震减灾条例等要求对大中型发电厂（站）、500kV 以上的变电站等按照地震安全性评价报告所确定的抗震设防要求进行抗震设防，也应进行工程场地地震安全性评价。

2. 电力工程建设项目确定地震动参数的基本要求

GB 18306《中国地震动参数区划图》以地震动峰值加速度和特征周期为主要区划参数。电力工程建设项目一般情况下利用区划图的相关图表要素，可得到我国不同地区不同超越概率下的设计地震动反应谱等地震动参数。

3. 地震动峰值加速度确定

GB 18306《中国地震动参数区划图》给出了全国在中硬场地（Ⅱ类场地）条件下 50 年超越概率 10%的基本地震动峰值加速度 a_{max} 值。对于分区界线附近的基本地震动峰值加速度，应按就高原则或进行专门研究确定。

地震动峰值加速度 a_{max} 按 0.05g、0.10g、0.15g、0.20g、0.30g 和 0.40g 分区，各分区地震动峰值加速度范围见表 6-3。

表 6-3　地震动峰值加速度分区的峰值加速度范围

地震动峰值加速度 a_{max} 分区值	地震动峰值加速度 a_{max} 范围
0.05g	$0.04g \leqslant a_{max} < 0.09g$
0.10g	$0.09g \leqslant a_{max} < 0.14g$
0.15g	$0.14g \leqslant a_{max} < 0.19g$
0.20g	$0.19g \leqslant a_{max} < 0.28g$
0.30g	$0.28g \leqslant a_{max} < 0.38g$
0.40g	$0.38g \leqslant a_{max} < 0.75g$

建筑场地类别Ⅰ$_0$类、Ⅰ$_1$类、Ⅲ类、Ⅳ类场地地震动峰值加速度 a_{max} 可按Ⅱ类场地地震动峰值加速度 $a_{max\,Ⅱ}$ 和场地地震动峰值加速度调整系数 F_a，按式（6-1）和表 6-4 确定：

$$a_{max}=F_a a_{max\,Ⅱ} \tag{6-1}$$

表 6-4　场地地震动峰值加速度调整系数 F_a

Ⅱ类场地地震动峰值加速度值	场地类别				
	Ⅰ$_0$	Ⅰ$_1$	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
≤0.05g	0.72	0.80	1.00	1.30	1.25
0.10g	0.74	0.82	1.00	1.25	1.20
0.15g	0.75	0.83	1.00	1.15	1.10

续表

Ⅱ类场地地震动峰值加速度值	场地类别				
	I_0	I_1	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
$0.20g$	0.76	0.85	1.00	1.00	1.00
$0.30g$	0.85	0.95	1.00	1.00	0.95
$\geqslant 0.40g$	0.90	1.00	1.00	1.00	0.90

场地地震动峰值加速度调整系数 F_a 可按表 6-4 所给值分段线性插值确定。

4. 场地特征周期确定

GB 18306《中国地震动参数区划图》给出了全国在中硬场地（Ⅱ类场地）条件下 50 年超越概率 10%的基本地震动加速度反应谱特征周期值 T_g。对于分区界线附近的基本地震动加速度反应谱特征周期，应按就高原则确定。

特征周期 T_g 按 0.35s、0.40s、0.45s 分区，地震动加速度反应谱特征周期范围见表 6-5。

表 6-5　地震动加速度反应谱特征周期分区的特征周期范围　(s)

反应谱特征周期 T_g 分区值	反应谱特征周期 T_g 范围
0.35	$T_g<0.40$
0.40	$0.40\leqslant T_g<0.45$
0.45	$T_g\geqslant 0.45$

地震动加速度反应谱特征周期调整表给出了针对不同场地类型的调整反应谱特征周期值的方法，见表 6-6。

表 6-6　场地基本地震动加速度反应谱特征周期调整表　(s)

Ⅱ类场地基本地震动加速度反应谱特征周期分区值	场地类别				
	I_0	I_1	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
0.35	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
0.40	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
0.45	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

5. 地震烈度确定

当采用地震烈度作为地震危险性的宏观衡量尺度用于工程抗震设防或防震减灾目的时，可根据Ⅱ类场地地震动峰值加速度 $a_{\max Ⅱ}$，按表 6-7 确定地震烈度。

6. 地震反应谱确定

根据建设工程场地地震动峰值加速度和反应谱特征周期，结合通常是确定值的反应谱放大倍数段系数，可以构造出用于不同类型设计 50 年超越概率 10%的地震反应谱曲线。

表 6-7　Ⅱ类场地地震动峰值加速度与地震烈度对照表

Ⅱ类场地地震动峰值加速度	$0.04g\leqslant a_{\max}<0.09g$	$0.09g\leqslant a_{\max}<0.19g$	$0.19g\leqslant a_{\max}<0.38g$	$0.38g\leqslant a_{\max}<0.75g$	$a_{\max}\geqslant 0.75g$
地震烈度	Ⅵ	Ⅶ	Ⅷ	Ⅸ	≥Ⅹ

第三节　建筑场地类别划分

建筑场地类别划分的目的是在工程抗震设计中考虑场地影响的作用，以土层等效剪切波速和建筑场地覆盖层厚度为划分依据。

一、土层等效剪切波速

1. 土层剪切波速的测定

岩土工程勘察中，土层剪切波速的测定一般在可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察时进行，并应符合下列要求：

（1）发电厂工程土层剪切波速的测定一般在可行性研究阶段勘察时进行。

（2）变电站（换流站）等工程土层剪切波速的测定一般在初步设计阶段勘察时进行。

（3）土层剪切波速的测定一般按建设场地整体考虑。当建设场地条件简单时，布置土层剪切波速的测试钻孔数量不宜少于 3 个。当建设场地条件是中等复杂或复杂时，应增加土层剪切波速的测试钻孔数量，土层剪切波速的测试钻孔的布置应具有场地的代表性。必要时应划分建设场地地质单元，每个场地地质单元的土层剪切波速的测试钻孔数量不宜少于 3 个。

（4）施工图设计阶段勘察时，当建设场地条件有较大变化时，可在充分利用之前勘察阶段已有波速测试成果基础上，结合不同地质单元或建筑地段分区，补充适量的土层剪切波速测试孔。每一地质单元或建筑地段的土层剪切波速的测试钻孔数量不宜少于 3 个。

（5）对于一般建（构）筑物地段，也应实测土层剪切波速。当整个建设场地或其他建筑地段进行过土层剪切波速测试时，也可根据建（构）筑物地段岩土名称和性状，参照已有实测剪切波速，按表 6-8 划分土的类型，并利用当地经验在表 6-8 的剪切波速范围内估算各土层的剪切波速。

表 6-8　土的类型划分和剪切波速范围

土的类型	岩土名称和性状	土层剪切波速范围（m/s）
岩石	坚硬、较硬且完整的岩石	$v_s>800$
坚硬土或软质岩石	破碎和较破碎的岩石或软和较软的岩石，密实的碎石土	$800\geqslant v_s>500$
中硬土	中密、稍密的碎石土，密实、中密的砾砂、粗砂、中砂，$f_{ak}>150$kPa 的黏性土和粉土，坚硬黄土	$500\geqslant v_s>250$
中软土	稍密的砾砂、粗砂、中砂，除松散外的细砂、粉砂，$f_{ak}\leqslant150$kPa 的黏性土和粉土，$f_{ak}>130$kPa 的填土，可塑新黄土	$250\geqslant v_s>150$
软弱土	淤泥和淤泥质土，松散的砂，新近沉积的黏性土和粉土，$f_{ak}\leqslant130$kPa 的填土，流塑黄土	$v_s\leqslant150$

2. 土层等效剪切波速的计算

土层的等效剪切波速应按式（6-2）及式（6-3）计算：

$$v_{se}=d_c/t \qquad (6\text{-}2)$$

$$t=\sum_{i=1}^{n}(d_i/v_{sei}) \qquad (6\text{-}3)$$

式中　v_{se}——土层等效剪切波速，m/s；

d_c——计算深度，取覆盖层厚度和 20m 两者的较小值，m；

t——剪切波在地面至计算深度之间的传播时间，s；

d_i——计算深度范围内第 i 土层的厚度，m；

v_{sei}——计算深度范围内第 i 土层的剪切波速，m/s；

n——计算深度范围内土层的分层数。

二、建筑场地覆盖层厚度

建筑场地覆盖层厚度的确定应符合下列要求：

（1）一般情况下，应按地面至剪切波速大于 500m/s 且其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 500m/s 的土层顶面的距离确定。

（2）当地面 5m 以下存在剪切波速大于其上部各土层剪切波速 2.5 倍的土层，且该层及其下卧各层岩土的剪切波速均不小于 400m/s 时，可按地面至该土层顶面的距离确定。

（3）剪切波速大于 500m/s 的孤石、透镜体，应视同周围土层。

（4）土层中的火山岩硬夹层，应视为刚体，其厚度应从覆盖土层中扣除。

三、建筑场地类别划分

建筑场地类别应根据土层等效剪切波速和场地覆盖层厚度按表 6-9 划分为四类，其中 I 类分为 I_0 类、I_1 两个亚类。当有可靠的剪切波速和覆盖层厚度且其值处于表 6-9 所列场地类别的分界线附近时，可按插值方法确定地震作用计算所用的特征周期。

表 6-9　场地类别划分表

岩石的剪切波速或土的等效剪切波速（m/s）	场地类别				
	I_0	I_1	II	III	IV
$v_s>800$	0				
$800\geqslant v_s>500$		0			
$500\geqslant v_{se}>250$		<5	≥5		
$250\geqslant v_{se}>150$		<3	3～50	>50	
$v_{se}\leqslant150$		<3	3～15	15～50	>80

注　表中 v_s 为岩石的剪切波速，v_{se} 为土的等效剪切波速。

四、建筑场地抗震地段属性划分

对建筑场地进行评价时，应将建筑场地按表 6-10 划分为对建筑抗震有利地段、一般地段、不利地段和危险的地段。

表 6-10　建筑抗震地段划分

建筑抗震地段类别	地质、地形、地貌
有利地段	稳定基岩，坚硬土，开阔、平坦、密实、均匀的中硬土等
一般地段	不属于有利、不利和危险的地段
不利地段	软弱土，液化土，条状突出的山嘴，高耸孤立的山丘，陡坡，陡坎，河岸和边坡的边缘，平面分布上成因、岩性、状态明显不均匀的土层（含故河道、疏松的断层破碎带、暗埋的塘浜沟谷和半填半挖地基），高含水量的可塑黄土，地表存在结构性裂缝等
危险地段	地震时可能发生滑坡、崩塌、地陷、地裂、泥石流等及发震断裂带上可能发生地表位错的部位

第四节　地震液化的分析判别

地震引起可液化地层的液化并导致场地地基失效，往往造成建（构）筑物下陷、浮起、倾斜、开裂或构成建（构）筑物难以修复的破坏，这已被工程界所证实和接受。针对地震影响的区域，场地液化及其危害性评价是不可缺少的内容。

场地液化及其危害性评价要解决的主要问题包括

液化可能性或危险性，液化危害程度。前者要求回答场地是否存在液化地层，能否出现液化；后者要求评估液化后可能导致的危害程度。

一、液化的基本概念

松散的粉土、砂土受到震动时有变得更紧密的趋势，但由于饱和粉土、砂土的孔隙全部为水充填，这种趋于紧密的作用将导致孔隙水压力骤然上升，在地震过程的短暂时间内，骤然上升的孔隙水压力来不及消散，这就使原来由砂粒、粉粒通过其接触点所传递的压力（有效压力）减小，当有效压力完全消失时，土层会完全丧失抗剪强度和承载能力，变成像液体一样的状态，此即通常所说的液化现象。

二、影响液化的因素

影响土体液化的因素包括土性性质、地下水埋藏条件及外部动荷条件等，其中主要因素为土颗粒粒径、砂土密度、上覆土层厚度、地面震动强度和地面震动的持续时间及地下水的埋藏深度。

三、液化宏观判别与初步判别

1. 液化判别的前提条件

对于火力发电厂、变电站（换流站）等场地工程，当抗震设防烈度为 6 度时，对液化沉陷敏感的乙类建（构）筑物如火力发电厂主要建（构）筑物等可按 7 度的要求进行判别。抗震设防烈度为 7～9 度时，乙类建（构）筑物可按本地区抗震设防烈度的要求进行判别。

对于特高压架空输电线路工程，抗震设防烈度大于或等于 7 度，当塔基下分布有饱和砂土或粉土（不含黄土）时，应进行液化判别。对于其他电压等级架空输电线路工程，抗震设防烈度大于或等于 7 度地区的跨越塔、终端塔，或抗震设防烈度大于或等于 8 度地区的转角塔，当塔基下分布有饱和砂土或粉土（不含黄土）时，应进行液化判别。

2. 液化宏观判定

在开展电力工程场地勘察工作前，宜进行建设场地的宏观液化势的判别。宏观液化势的判定应考虑下列条件：

（1）区域地震地质条件，历史地震背景及发震地质条件。

（2）场地条件，地形地貌，特别是河曲、河谷、坡地等微地貌特征及场地土地质年代、成因等。

（3）地基土质条件，液化判别层的埋藏情况，边界条件及地下水位，土的物理力学性质。

3. 液化初步判别条件

饱和砂土或粉土（不含黄土），当符合下列条件之一时，可初步判别为不液化或可不考虑液化影响：

（1）地质年代为第四纪晚更新世（Q_3）及其以前时，7 度、8 度时可判为不液化。

（2）粉土的黏粒（粒径小于 0.005mm 的颗粒）含量百分率在 7 度、8 度和 9 度分别不小于 10、13 和 16 时，可判为不液化土。用于液化判别的黏粒含量采用六偏磷酸钠作分散剂测定，采用其他方法时应按有关规定换算。

（3）浅埋天然地基的建筑，当上覆非液化土层厚度和地下水位深度符合式（6-4）～式（6-6）条件之一时，可不考虑液化影响。

$$d_u > d_0 + d_b - 2 \quad (6\text{-}4)$$

$$d_w > d_0 + d_b - 3 \quad (6\text{-}5)$$

$$d_u + d_w > 1.5d_0 + 2d_b - 4.5 \quad (6\text{-}6)$$

式中 d_u——上覆盖非液化土层厚度，m，计算时宜将淤泥和淤泥质土层扣除。

d_w——地下水位深度，m，宜按设计基准期内年平均最高水位采用，也可按近期内年最高水位采用。当区域的地下水位处于变动状态时，应按不利的情况考虑。

d_0——液化土特征深度，m，可按表 6-11 采用。

d_b——基础埋置深度，m，不超过 2m 时应采用 2m。

表 6-11 液化土特征深度 (m)

饱和土类别	7 度	8 度	9 度
粉土	6	7	8
砂土	7	8	9

四、液化详细判别

1. 标准贯入试验判别法

依据国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》，当饱和砂土、粉土经初步判别认为需进一步进行液化判别时，电力工程建设项目应采用标准贯入试验法判别地面下 20m 范围内土的液化。

当饱和土标准贯入试验锤击数（未经杆长修正）小于或等于液化判别标准贯入试验锤击数临界值时，应判为液化土。

在地面下 20m 深度范围内，液化判别标准贯入试验锤击数临界值可按式（6-7）计算。

$$N_{cr} = N_0\beta[\ln(0.6d_s + 1.5) - 0.1d_w]\sqrt{3/\rho_c} \quad (6\text{-}7)$$

式中 N_{cr}——液化判别标准贯入试验锤击数临界值，击；

N_0——液化判别标准贯入试验锤击数基准值，击，可按表 6-12 采用；

d_s——饱和土标准贯入试验点深度，m；

d_w——地下水位，m；

ρ_c——黏粒含量百分率，当 $\rho_c<3$ 或为砂土时，应采用 3；

β——调整系数，设计地震第一组取 0.80，第二组取 0.95，第三组取 1.05。

表 6-12 液化判别标准贯入试验锤击数基准值 N_0

设计基本地震加速度	0.10	0.15	0.20	0.30	0.40
液化判别标准贯入锤击数基准值	7	10	12	16	19

2. 静力触探试验判别法

对于架空输电线路等缺乏标准贯入试验成果的工程，必要时可采用静力触探试验进行液化判别。

当单桥探头实测比贯入阻力 p_s 小于临界比贯入阻力 p_{scr}，或双桥探头实测锥尖阻力 q_c 小于临界锥尖阻力 q_{ccr} 时，应判为可液化土。实测比贯入阻力 p_s 或实测锥尖阻力 q_c 可按每个静力触探孔中每米厚度的平均值取用。黏粒含量的取值应真实可靠，必要时宜在旁侧采取土样进行验证。

采用静力触探试验成果计算临界比贯入阻力 p_{scr} 或临界锥尖阻力 q_{ccr} 时，可按式（6-8）～式（6-11）确定：

$$p_{scr}=p_{s0}\alpha_w\alpha_u\alpha_p \tag{6-8}$$

$$q_{ccr}=q_{c0}\alpha_w\alpha_u\alpha_p \tag{6-9}$$

$$\alpha_w=1-0.065(d_w-2) \tag{6-10}$$

$$\alpha_u=1-0.065(d_u-2) \tag{6-11}$$

式中 p_{s0}、q_{c0}——分别为 d_w=2m，d_u=2m 时，液化临界比贯入阻力基准值和临界锥尖阻力基准值，可按表 6-13 取值，MPa；

α_w——地下水位埋深影响系数，地面常年有水且与地下水有水力联系时，取 1.13；

α_u——上覆非液化土层厚度影响系数，对于深基础，α_u=1；

d_w——地下水位深度，m；

d_u——上覆非液化土层深度，计算时应将淤泥和淤泥质土层厚度扣除，m；

α_p——与静力触探试验摩阻比有关的土性修正系数，按表 6-14 取值。

表 6-13 液化判别 p_{s0} 及 q_{c0} 值

设计基本地震加速度	0.10g	0.20g	0.40g
p_{s0}（MPa）	5.0～6.0	11.5～13.0	18.0～20.0
q_{c0}（MPa）	4.6～5.5	10.5～11.8	16.4～18.2

表 6-14 土性修正系数 α_p 值

土类	砂土	粉土	
静力触探试验摩阻比 R_f	$R_f\leqslant0.4$	$0.4<R_f\leqslant0.9$	$R_f>0.9$
α_p	1.0	0.6	0.45

五、液化指数和液化等级

计算液化指数和划分液化等级的主要目的是将地震液化危害程度定量化，以便采取相应的抗液化措施。

1. 液化指数

对存在地震液化的饱和砂土和粉土地基，应查明各液化土层的深度和厚度。液化土层厚度越大，液化危害性越大；液化土层埋深接近地面，液化危害性较大；液化土层深度越深，危害性越小。按式（6-12）或式（6-13）、式（6-14）计算每个孔的液化指数：

$$I_{1E}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{N_i}{N_{cri}}\right)d_iW_i \tag{6-12}$$

$$I_{1E}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{p_s}{p_{scr}}\right)d_iW_i \tag{6-13}$$

$$I_{1E}=\sum_{i=1}^{n}\left(1-\frac{q_c}{q_{ccr}}\right)d_iW_i \tag{6-14}$$

式中 I_{1E}——液化指数。

n——可液化土层范围内的分层总数。

N_i、N_{cri}——分别为 i 点标准贯入试验锤击数的实测值和临界值，击。当实测值大于临界值时应取临界值；当只需要判别 15m 范围以内的液化时，15m 以下的实测值可按临界值采用。

p_s、q_c——分别为静力触探试验实测比贯入阻力和实测锥尖阻力，MPa。

p_{scr}、q_{ccr}——分别为静力触探试验比贯入阻力和锥尖阻力的临界值，MPa。

d_i——i 点所代表的土层厚度，m。

W_i——i 土层单位土层厚度的层位影响权函数值，m^{-1}。当该层中点深度不大于 5m 时应采用 10，等于 20m 时应采用零值，5～20m 时应按线性内插法取值。

2. 液化等级

划分液化等级的基本方法如图 6-1 所示。

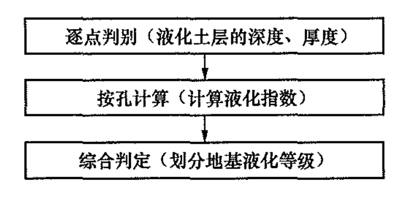


图 6-1 液化等级划分基本方法

根据计算得到的液化指数，按表 6-15 综合划分地基的液化等级。

表 6-15　液化等级与液化指数的对应关系

液化等级	轻微	中等	严重
液化指数 I_{IE}	$0<I_{IE}\leq6$	$6<I_{IE}\leq18$	$I_{IE}>18$

六、液化处理措施

地基液化处理时，应根据不同建（构）筑物的抗震设防类别、地基的液化等级等选择具体的处理措施。

通常情况应避免未加固处理的可液化土层作天然地基的持力层。对于地基抗液化措施应根据建（构）筑物重要性、地基的液化等级、结合具体情况，选择适当的抗液化措施。不宜将未经处理的液化土层作为天然地基持力层。

电力工程中，地基液化的处理措施一般包括基础和上部结构加固、土体加密（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）、换土，以及桩基础等深基础等。

1. 全部消除地基液化沉陷的措施

（1）采用桩基时，桩端伸入液化深度以下稳定土层中的长度（不包括桩尖部分），应按计算确定，且碎石土、砾砂、粗砂、中砂、坚硬黏性土和密实粉土尚不应小于 0.5m，其他非岩石不宜小于 1m。

（2）采用深基础时，基础底面应埋入液化深度以下的稳定土层中，其深度不应小于 0.5m。

（3）采用加密法（如振冲、振动加密、挤密碎石桩、强夯等）加固时，应处理至深度下界；振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于液化判别标准贯入锤击数临界值。

（4）采用非液化土层替换全部液化土层。

（5）采用加密法或换土法处理时，在基础边缘意外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

2. 部分消除地基液化沉陷的措施

（1）处理深度应使处理后的地基液化指数减少，当判别深度为 15m 时，其值不宜大于 4；当判别深度为 20m 时，其值不宜大于 5。对独立基础和条形基础，处理深度尚不应小于基础底面下液化土特征深度和基础宽度的较大值。

（2）采用振冲或挤密碎石桩加固后，桩间土的标准贯入锤击数不宜小于液化判别标准贯入锤击数临界值。

（3）基础边缘以外的处理宽度，应超过基础底面下处理深度的 1/2 且不小于基础宽度的 1/5。

（4）采取减小液化震陷的其他方法，如增厚上覆非液化土层的厚度和改善周边的排水条件等。

3. 减轻液化影响的基础和上部结构处理的措施

（1）选择合适的基础埋置深度。

（2）调整基础底面积，减少基础偏心。

（3）加强基础的整体性和刚度，如采用箱基、筏基或钢筋混凝土交叉条形基础，加设基础圈梁等。

（4）减轻荷载，增强上部结构的整体刚度和均匀对称性，合理设置沉降缝，避免采用对不均匀沉降敏感的结构形式等。

第七章

原　体　试　验

开展原体试验工作是电力工程建设项目岩土工程勘察的重要特色，也是传统优势。原体试验是优化岩土工程方案设计的重要手段，通过原体试验不仅可以为岩土工程设计、施工提供准确的必需的参数、适宜的施工工艺，加深岩土工程技术人员对建设场地岩土工程条件的认识，提高电力工程建设项目岩土工程水平，更重要的是通过对设计的优化、施工工艺的优化，可以节约建设工程投资，确保施工质量，确定合理的施工周期，对于工程而言可以达到花小钱省大钱的目的。

第一节　原体试验的目的、适用范围与主要内容

为了充分发挥原体试验的作用，在原体试验中不应将试验目的局限于某一种方法是否适合工程建设场地条件，或局限于某种方法（或桩型）是否满足事先设定的承载力要求，而应按电力工程建设项目具体要求认真进行原体试验，否则将难以达到优化设计、节约投资的目的。

电力工程建设项目原体试验通常在初步设计阶段进行，该阶段建设场地的地质条件已基本查清，厂（站）区建（构）筑物总平面布置基本确定，各建（构）筑物的地基基础形式、埋深、荷载、对地基承载力和沉降变形的要求等情况已基本明确，一般电力工程建设项目只有在该阶段才具备进行原体试验的条件。另外可以及时为施工图设计提供必要的设计参数，优化设计，节省投资。如果安排在施工图设计阶段进行，那么试验成果可能来不及提交给设计利用，从而造成浪费或设计不合理。

一、原体试验目的

电力工程建设项目原体试验的主要目的如下：

（1）检验地基处理或桩基础采用的施工工艺的可行性和可靠性，为地基处理、桩基础方案及工艺的选择提供依据。

（2）采用综合测试手段，确定经处理后的地基或桩基础的设计参数，为地基基础设计优化提供技术参数。

（3）通过静载荷试验与其他测试方法的对比分析，推荐地基处理或桩基础施工的质量检测手段和标准。

二、原体试验适用范围

电力工程建设项目原体试验适用范围如下：

（1）对于火力发电厂发电项目地基基础设计等级为甲级和乙级的建（构）筑物，当需采用地基处理或桩基础时，应进行原体试验。当有成熟工程经验时，可简化原体试验项目或结合岩土工程施工进行。

（2）对于新建330kV及以上的变电站，当需采用地基处理或桩基础，宜进行原体试验。

（3）对于架空输电线路重要塔位地段，当需采用地基处理或桩基础，地质条件复杂且缺少工程经验时，宜进行原体试验。

（4）电力工程建设场地对拟采用的地基处理方案或桩基础有成熟经验，或在前期已进行过同类型地基处理或桩基础方案原体试验的大中型电力工程的扩建、改建工程，可根据工程情况确定是否需进行原体试验；当需对原地基处理或桩基础方案进行优化或工程条件有较大变化时，仍宜进行原体试验。

三、原体试验主要内容

电力工程建设项目原体试验一般分为桩基础原体试验和地基处理原体试验。原体试验的主要内容包括试验大纲编制、试验区勘察、设计、施工、测试和成果报告编制等六个方面。从设计、施工到测试，各个环节相互独立又相互关联。

（一）原体试验大纲编制

原体试验是电力工程建设项目岩土工程勘察工作的一项重要内容，试验一般周期长、费用高。试验前需周密计划，编制详细的原体试验大纲，通常需组织专家评审。

原体试验大纲宜包括以下主要内容：

（1）工程概况；
（2）场地岩土工程条件；
（3）地基处理或桩基础方案及施工工艺选择；
（4）原体试验方案设计；
（5）原体试验施工组织设计；
（6）原体试验测试方案；
（7）质量控制要点和质量保证措施；
（8）安全管理及环境保护和职业健康控制；
（9）原体试验计划工期；
（10）需建设单位配合的有关事宜。

在试验大纲编制阶段，应充分了解场地工程地质条件，熟悉建（构）筑物总平面布置方案，分析论证各建（构）筑物拟采用的地基处理或桩基础方案，并选择地层条件有代表性、与建（构）筑物总平面布置无冲突、方便施工与检测的试验场地。

原体试验施工质量的好坏直接关系到原体试验成果的准确性，进而影响对设计、施工和检测的指导意义。试验大纲编制阶段应搜集电力工程建设项目所在地施工经验，确定适宜的施工工艺、机具，编制施工组织设计，制订施工质量保证措施。施工条件特殊时，还应提出相应的专项施工措施。

（二）原体试验区勘察

试验前应对试验场地进行专项勘察，分析其代表性，确保试验场地条件具有代表性。试验场地条件有代表性主要指进行原体试验场地的地质条件如地层结构、岩性、地下水等，以及地形、标高应与拟采用该地基处理或桩基础方案的建筑场地的这些条件相同或基本相同，以使试验结果可以在建筑场地上使用。

（三）原体试验设计

电力工程建设项目原体试验设计是原体试验的核心内容，要根据各建（构）筑物拟采用的地基处理或桩基础方案开展试验方案的设计。

1. 桩基础原体试验设计

桩基础原体试验设计应包括如下内容：

（1）确定试验桩型、桩径、桩端持力层、桩长；
（2）预估单桩竖向抗压极限承载力；
（3）确定试桩数量，进行桩位布置；
（4）进行桩身设计；
（5）进行反力装置设计；
（6）确定施工工艺、机具及施工参数；
（7）确定测试项目与测试仪器设备。

2. 地基处理原体试验设计

地基处理原体试验设计应包括如下内容：

（1）确定地基处理应达到的地基承载力和变形等要求；
（2）拟处理的地层及处理厚度；
（3）初步确定地基处理试验设计参数；
（4）提出施工质量要求；
（5）明确施工工艺、机具、施工参数及施工具体要求；
（6）确定测试项目与仪器设备。

（四）原体试验施工

根据原体试验大纲确定的施工工艺编制施工组织设计，按照相关施工技术规范开展现场施工，并进行全过程质量控制，做好原体试验施工记录，施工结束后编制施工竣工报告。

（五）原体试验测试

1. 桩基础原体试验测试项目

桩基础原体试验测试项目主要包括如下内容：

（1）桩的竖向静载荷试验（抗压、抗拔）、水平静载荷试验、桩身内力测试、桩的高低应变动力测试以及设计要求的特殊参数测试等。

（2）根据工程具体情况测试工作还应包括打桩前后的地基土原位测试和室内土工试验，打桩引起的地面和深层的土体位移（垂直、水平），孔隙水压力测试，振动和噪声对周围环境的影响测试，桩头位移测试。钻孔灌注桩的成孔质量测试（孔径、孔斜、孔深、沉渣厚度）等。

2. 地基处理原体试验测试项目

地基处理原体试验测试项目主要包括如下内容：

（1）处理后的地基承载力确定，一般采用静载荷试验为主的方法。

（2）密实度、均匀性等方面的检测，可采用静力触探试验、标准贯入试验、圆锥动力触探试验等手段，进行处理前后的对比、分析。

（六）原体试验成果报告编制

桩基础原体试验报告应明确提出单桩极限承载力，应提出工程桩的桩型、桩长、桩径及桩体材料的建议，推荐适宜的桩端持力层及进入持力层深度。提出适用于具体工程的施工设备及工艺，对施工中可能出现的问题提出处理建议。

地基处理原体试验报告应明确提出地基处理后的地基承载力、变形计算参数，推荐适宜工程建设的地基处理方案，并提出地基处理设计参数、施工工艺及质量检测的方法和技术标准。

第二节 桩基础原体试验设计

一、试验桩型确定

试验桩型选择应根据工程地质情况、电力工程建设项目建（构）筑物结构类型、荷载特征、施工设备、施工环境、施工经验及场地周围环境因素综合考虑，并经技术经济比较后，择优选取。

在选择桩型的过程中，岩土工程及结构设计等相关专业技术人员应就桩型选择问题进行专门分析讨论，确定适宜的试验桩型。

二、桩基础原体试验原则

电力工程建设项目桩基础原体试验应考虑以下原则：

（1）桩基础原体试验项目的选择应根据电力工程建设项目建（构）筑物荷载作用类型及结构设计要求确定。

（2）火力发电厂、变电站（换流站）的主要建（构）筑物，通常需要进行单桩竖向抗压静载荷试验、单桩水平静载荷试验及桩身内力测试。必要时需进行桩基础动刚度试验。

（3）架空输电线路大跨越等工程除进行单桩竖向抗压静载荷试验外，尚需要进行单桩水平静载荷试验及单桩竖向抗拔试验。

（4）电力工程建设项目桩基础原体试验一般采用低应变测试检测桩身完整性、高应变测试检测桩身完整性及单桩极限承载力，并推荐工程桩的检测方法。

（5）当采用灌注桩时，通常需在灌注混凝土之前进行成孔质量检测，确定孔深及孔径变化情况。

三、桩基础原体试验场地选择

原体试验场地应具有代表性，主要是指试验场地的地质条件如地层结构、岩性、工程性质、地下水等，应与拟建建（构）筑物场地的条件相同或基本相同，以便试验结果可以在建筑场地上使用。选择试验场地应充分分析已有勘察资料，分析建设场地的地质情况，若地层分布差异过大，一个试验区不能代表拟建场地时，需要分区进行原体试验。

四、试验桩承载力估算

根据试验项目的不同，需要结合地区经验及工程经验估算试验桩的单桩竖向抗压、抗拔及水平极限承载力。

（1） 当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定试验桩竖向抗压极限承载力 Q_{uk} 时，宜按式（7-1）估算：

$$Q_{uk}=u\Sigma q_{sik}l_i+q_{pk}A_p \tag{7-1}$$

式中 q_{sik}——桩侧第 i 层土的极限侧阻力，可参照勘察报告或当地经验取值，kPa；

q_{pk}——桩端土的极限端阻力，可参照勘察报告或当地经验取值，kPa；

u——桩身周长，m；

l_i——桩周第 i 层土的厚度，m。

当根据土的物理指标与承载力参数之间的经验关系确定敞口预应力混凝土空心桩单桩竖向抗压极限承载力时，需考虑桩端土塞效应。

桩端置于完整、较完整基岩的嵌岩桩试验桩竖向抗压极限承载力，由桩周土总极限侧阻力和嵌岩段总极限阻力组成。

（2）承受上拔力的试验桩，估算单桩抗拔承载力时，仅考虑桩侧阻力，不计入桩体自重作用。

（3）单桩水平极限承载力与桩体的截面刚度、材料强度、桩侧土质条件以及桩的入土深度等因素有关。试验桩水平承载力估算时，可以参照类似工程的经验，结合现场勘察工作，根据桩侧表层土（3～5 倍桩径范围内）的土质条件确定。

五、试验桩与锚桩设计

1. 试验桩长

根据已有岩土工程勘察资料及单桩承载力设计要求，首先选定桩端持力层，确定试验桩的桩长及桩端全断面进入持力层的深度。选择持力层时须考虑在各岩土层中的沉桩可能性和如何提高桩端阻力。不仅要注意桩端持力层的埋深、岩性，还要考虑桩端持力层的厚度。当桩端持力层下有强度较低的下卧层存在时，桩端进入持力层的厚度除了要满足桩端进入持力层的深度，还应保证桩端以下持力层的厚度不小于 4 倍桩径。

2. 试验桩身设计

试验桩设计时，选择合适的桩体材料，使桩身强度足以承受试验过程中的最大加载，防止桩身破坏先于桩土之间的破坏。

需要指出的是，由于试验桩一般要进行高应变动力测试和大压力下的静载荷试验，在试验中往往由于高应变动力测重锤的冲击或静载荷试验时受力不均导致桩顶应力集中而使桩头破坏，进而使试验无法进行下去，难以测得单桩竖向抗压极限值。因此，在试验桩设计时应考虑对桩头部分进行加强处理，一般可采取提高混凝土强度、加多层钢筋网片、外箍钢板等措施。

3. 反力装置设计

当采用锚桩作为反力装置时，锚桩以承受上拔力为主，需通长配筋。锚桩抗拔力应大于设计最大加载时作用于锚桩上的平均上拔力的 1.2～1.5 倍。锚桩可考虑重复使用。通常情况下可以设计一组 3 根试验桩，锚桩 2 排布置，每排 4 根共 8 根。每个试验桩周边的锚桩呈正方形分布，如图 7-1 所示。特殊条件下，也可考虑两锚桩或多锚桩布置方案。

当采用堆载平台反力装置时，堆载重量应大于试验所需最大加载量的 1.2 倍以上，且在试验前一次堆放到位。堆载平台的支承点与试验桩中心的净距应大

于4倍桩径，且不小于2.0m。

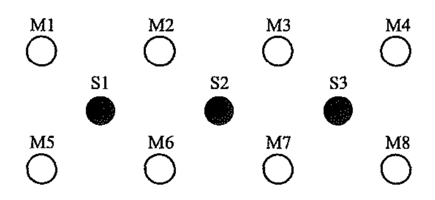


图7-1 一组试验桩布置示例

六、试验桩数量及布置原则

考虑到原体试验结果的离散性和差异性，同一类型、同一规格的试验桩数量一组不应少于3根。同样，同一种测试的试验项目一般也宜保证到3个。每个试验必须保证下一个试验能正常进行，因此通常情况下破坏性的试验是要放在最后进行的。

通常情况下，试验桩宜集中布置，桩间距应满足相关规范的要求。当采用堆载平台反力装置时，可仅考虑试验桩的布置方式。

当试验桩为多组时，可在建设场地选择一个较有代表性的试验场地，将几组试验桩集中布置，使试验桩工作体现以下优越性：

（1）由于相邻试验桩紧靠布置，试验时锚桩重复使用，锚桩的数量至少节省1/3，可以节约大量试验费用。

（2）由于试验桩和锚桩的集中布置，使试验打桩对地基土产生的影响更接近于工程桩施工时对地基的影响，使试验成果更符合工程实际。

（3）试验桩工作集中，搬迁安装方便，辅助工作量减少，缩短试验工作周期。

（4）便于采用多种试验手段进行综合研究，以保证试验成果质量。

（5）在施工中，当遇地基土条件变化时，桩的设计参数可由其他众多的试验成果提供。因此，通常情况下，桩基础原体试验只要在一个地方一次进行即可。

（6）由于桩基础原体试验的内容是考虑设计和施工的需要和地基土工程性状的反映，因而它解决了与桩基础工程有关的一系列工程问题，为工程优化设计和顺利施工创造了条件，并可取得很高的经济效益。

第三节 地基处理原体试验设计

一、地基处理方案及试验场地选择

（一）地基处理方案

地基处理方案的选择应根据电力工程建设项目建（构）筑物的安全等级、工程场地岩土工程条件、结构类型、荷载大小、上部结构和地基基础的共同作用，以及当地地基处理经验和施工条件、建（构）筑物使用过程中岩土环境条件的变化，经技术经济比较后，在技术可靠、满足工程设计和施工进度的要求下进行，并应符合环境保护要求。

电力工程建（构）筑物常用的地基处理方案有：复合地基、强夯地基、换土垫层、预压地基等。

确定地基处理方案的步骤可按下列顺序进行：

（1）会同岩土工程及结构设计等专业，根据岩土工程勘察资料和建（构）筑物对地基的要求，分析场地作为天然地基的条件及存在的主要问题，明确需要进行地基处理的建筑地段、特点及其外部条件，以及地基处理要求达到的各项技术指标，初步选定几种可供选择的地基处理方案。

（2）综合场地的岩土工程条件，从加固原理、适用范围、预期处理效果、施工机具条件、施工工期及工程造价等技术经济各方面，对初步选定的地基处理方案进行分析比较，选择适合具体工程的地基处理方法。

（3）结合电力工程建设项目初步设计阶段的岩土工程勘察，实施必要的地基处理原体试验，以获得必要的设计参数和合理的施工方案。

（二）试验场地

地基处理原体试验场地应具有代表性。试验区的地层条件要与待处理区的地层条件基本一致，包括地层岩性、分布厚度、工程地质特性等。

二、地基处理设计

（一）复合地基试验设计

1. 振冲碎石桩、沉管砂石桩设计

振冲碎石桩、沉管砂石桩的桩径可根据地基土质情况、成桩方式和成桩设备等因素确定。

当采用振冲法成孔的碎石桩时，桩体直径通常采用800～1200mm。当采用振动沉管法成桩时，桩体直径通常采用300～800mm。

振冲碎石桩的桩间距应根据试验对地基承载力和变形的要求，以及场地土层情况，并结合所采用的振冲器功率大小综合考虑。振冲碎石桩的桩间距选择可参考表7-1选用。

表7-1 振冲碎石桩的桩间距

振冲器功率（kW）	振冲桩的桩间距（m）
30	1.3～2.0
55	1.4～2.5
75	1.5～3.0

地基承载力要求高或黏性土时宜采用较小的桩间距，建（构）筑物荷载小或砂类土时宜采用较大的桩间

距。沉管砂石桩的桩间距，不宜大于砂石桩直径的4.5倍。

桩长可根据试验要求和工程地质条件确定，一般按以下原则确定：

（1）当相对硬层埋深不大时，应按相对硬层埋深确定；

（2）当相对硬层埋深较大时，可根据地基变形允许值确定；

（3）在可液化地基中，桩长应按要求的抗震处理深度确定；

（4）桩长不宜小于4m。

2. 灰土挤密桩、土挤密桩设计

灰土挤密桩、土挤密桩的桩孔直径宜为350～450mm，并可根据所选用的成孔设备或成孔方法确定。桩孔宜按等边三角形布置，桩孔之间的中心距离，可为桩孔直径的2.0～3.0倍。

桩孔内的灰土填料，其消石灰与土的体积配合比宜为1:9、2:8或3:7，电力工程常用2:8或3:7。

3. 素混凝土桩设计

素混凝土桩桩径可参考表7-2选用。电力工程常用桩径为400～450mm。

表7-2 素混凝土桩桩径

成孔方式	素混凝土桩桩径（mm）
长螺旋钻孔中心压灌	350～600
干成孔	350～600
泥浆护壁钻孔	600～800

桩间距应根据基础形式、设计要求的复合地基承载力和复合地基变形、土性、成孔施工工艺确定。素混凝土桩的桩间距选择可参考表7-3选用。

表7-3 素混凝土桩的桩间距

成孔施工工艺	素混凝土桩的桩间距
非挤土成孔	3～5倍桩径
部分挤土成孔	3～5倍桩径
挤土成孔	3～6倍桩径

桩长范围内有饱和粉土、粉砂、细砂、淤泥、淤泥质土层，采用长螺旋钻中心压灌成桩施工中可能发生窜孔时，宜采用大桩距或采用跳打措施。

4. 柱锤冲扩桩设计

柱锤冲扩桩桩位布置可采用正方形和等边三角形。常用桩距为1.2～2.5m，或取桩径的2～3倍。桩径可取500～800mm。在桩顶部应铺设200～300mm厚砂石垫层。

桩体材料可采用碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土、水泥混合土、干硬性混凝土等。当采用碎砖三合土时，其配合比（体积比）可采用生石灰:碎砖:黏性土为1:2:4。

地基处理深度可根据工程地质情况及设计要求确定，并符合以下原则：

（1）对相对硬层埋藏较浅的土层，应深达相对硬土层；

（2）当相对硬层埋藏较深时，应按下卧层地基承载力及建（构）筑物地基的变形允许值确定；

（3）对可液化地基，应按GB 50011《建筑抗震设计规范》的有关规定确定。

5. 水泥搅拌桩设计

水泥搅拌桩试验布置时宜采取三角形或正方形排列。水泥搅拌桩应符合以下主要原则：

（1）水泥搅拌桩设计时，应进行水泥土的室内配合比试验，确定所用水泥的掺入量、水灰比和外掺剂。

（2）了解水泥土强度增长的规律，求得龄期与强度的关系。

（二）强夯法地基处理设计

强夯法的有效加固深度可根据工程经验确定，当缺少经验时可按表7-4预估。

表7-4 强夯法的有效加固深度 （m）

强夯单击夯击能E（kN·m）	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粉质黏土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	4.0～5.0	3.0～4.0
2000	5.0～6.0	4.0～5.0
3000	6.0～7.0	5.0～6.0
4000	7.0～8.0	6.0～7.0
5000	8.0～8.5	7.0～7.5
6000	8.5～9.0	7.5～8.0
8000	9.0～9.5	8.0～8.5
10000	9.5～10.0	8.5～9.0
12000	10.0～11.0	9.0～10.0

强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起。

夯点的夯击次数应按已有工程经验或试验前现场试夯得到的夯击次数和夯沉量关系曲线确定，并应满足下列条件：

（1） 最后两击的平均夯沉量不宜大于表7-5中的数值：

表7-5 最后两击的平均夯沉量

强夯单击夯击能E（kN·m）	最后两击的平均夯沉量（mm）
＜4000	50
4000～6000	100

续表

强夯单击夯击能 E（kN·m）	最后两击的平均夯沉量（mm）
6000～8000	150
8000～12000	200

（2）夯坑周围地面不应发生过大的隆起；

（3）不因夯坑过深而发生提锤困难。

夯击遍数应根据地基土的性质确定，可采用点夯2～4遍，最后再以低能量满夯1～2遍，两遍夯击之间应有一定的时间间隔，间隔时间取决于土中超静孔隙水压力的消散时间。

夯击点位置可采用等边三角形、正方形等布置。第一遍夯击点间距可取夯锤直径的2.5～3.5倍，第二遍夯击点位于第一遍夯击点之间。

（三）换填垫层地基处理设计

换填垫层的厚度应根据需换填土的厚度及下卧土层的承载力确定。换填材料可以选用天然或人工级配的砂（碎）石、灰土、素土、粉煤灰及矿渣等。

砂（碎）石应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质，垫层施工宜采用振动碾。

灰土垫层中石灰与土料的比例可用体积配合比控制，宜采用2:8或1:9。土料较湿时，可采用3:7。垫层施工宜采用平碾、振动碾或羊足碾，以及蛙式夯、柴油夯。

（四）预压地基处理设计

预压地基处理设计应包括以下内容：

（1）设计竖向排水体间距、直径、计算、深度、布置方式和分布范围；

（2）确定排水盲沟平面布置、深度、宽度，充填料和砂垫层的厚度、砂料；

（3）确定预压方法、加固范围、预压荷重大小、荷载分级加载速率和预压时间；

（4）计算地基固结度、强度增长、沉降变形及预压过程中的地基抗滑稳定性。

竖向排水体的平面布置形式可采用等边三角形或正方形排列。

三、地基处理原体试验测试项目

1. 复合地基原体试验测试项目

复合地基原体试验测试主要项目如下：

（1）对散体材料复合地基增强体应进行密实度检验。

（2）对有黏结强度复合地基增强体应进行强度及桩身完整性检验。

（3）复合地基承载力的检验应采用单桩（或多桩）复合地基静载荷试验。

（4）对有黏结强度的复合地基增强体尚应进行增强体单桩静载荷试验。

（5）当所选地基处理方法对桩间土性质产生影响时，尚应对桩间土进行静载荷试验及处理前后桩间土工程性质对比分析。

2. 强夯地基原体试验测试项目

强夯地基原体试验中，应采用原位测试与室内土工试验相结合的方法，查明强夯后地基土的承载力和有关物理力学指标。原位测试可选择载荷试验、圆锥动力触探试验、标准贯入试验等方法，也可选择适宜的工程物探方法。

3. 换填垫层地基原体试验测试项目

换填垫层地基原体试验中，除了检测垫层的压实系数外，宜通过现场静载荷试验确定垫层的地基承载力。

4. 预压处理地基原体试验测试项目

预压处理后的地基承载力和变形参数应通过平板载荷试验确定。

第四节 原体试验施工

一、原体试验施工准备

原体试验施工的准备工作一般包括施工组织设计、技术交底、资源组织、场地和进场道路准备等工作。

（一）施工组织设计

原体试验的施工组织设计依据经审查的原体试验大纲，结合试验场地条件、施工工艺、进度要求等编制，通常包括以下内容：

（1）工程概况；

（2）岩土工程条件；

（3）原体试验施工设计要求；

（4）原体试验施工方案及施工平面布置；

（5）施工进度计划；

（6）施工管理及人员投入计划；

（7）施工机具设备；

（8）施工材料；

（9）质量保证措施；

（10）安全文明施工措施；

（11）环境保护控制措施；

（12）特殊条件下的施工措施，包括冬期、雨季施工措施、防台风措施、高温季节施工措施等。

（二）技术交底

原体试验技术负责人应按批准后的施工组织设计向设备组织人员、材料采购人员、现场施工人员、拟投入的技术员、安全员、施工班组长等进行技术交

底，介绍工期计划、场地条件、施工工艺、施工图纸及说明、进场后的施工布置等，明确施工设备机具的具体要求，材料的质量标准和用量，保证进度、质量、安全拟采取的主要措施和环境保护的要求。

如有必要，可在进场后对质量、安全和环境保护措施进行二次交底。

（三）资源组织

原体试验施工一般工程量小，工期紧，同一种施工工艺通常只组织一套设备，相应配套机具要尽可能齐备，设备工况要良好。

由于施工材料总量小，损耗率相应偏高，准备的材料量要充足；由于混凝土现场搅拌的质量不易控制，如有条件宜采用商品混凝土。

施工人员可依据施工进度要求合理配置。

（四）场地和进场道路准备

进场前应组织施工人员现场踏勘，了解施工场地的具体位置，试验场地的地形、有无进场的道路，是否能满足机械、材料进场要求。如果场地、道路不满足要求，应及时进行场地整平、铺垫和修筑道路等工作。

二、预制桩施工

（一）预制桩进场及验收

预制桩进场时，应检查出厂合格证和桩身混凝土抗压强度检测报告，并对桩的外观进行检查。

桩起吊时应保证安全平稳，避免磕碰；水平运送时严禁在场地上直接拖拉桩体。应按不同规格、长度及施工流水顺序分别堆放。

（二）沉桩设备

沉桩机具的选择应结合地质条件、预估单桩竖向抗压极限承载力以及当地施工经验等综合考虑。主要包括以下内容：

（1）对于需要采用高应变法进行打桩监测或在停锤前做初打检测的，应采用筒式柴油锤进行打桩施工。

（2）采用静压式沉桩工艺时，静压桩机的最大压桩力不宜小于试验桩预估抗压极限承载力的1.2倍。

（三）沉桩施工

施工机具进场前应先处理空中和地下障碍物，平整场地，并应满足打桩所需的地面承载力。采用静压沉桩时，试验场地施工面的地基承载力不应小于压桩机接地压强的1.2倍。

同一试桩区试验桩、锚桩桩长不同时，打桩顺序应先深后浅。依桩的规格宜先大后小，采用锚桩作反力的，宜先打一根锚桩作为试成桩，验证预制桩的打桩工艺适宜性。

采用锤击式沉桩工艺时，沉桩初始阶段宜重锤低击，准确记录每米的锤击数。在距设计标高 200～300mm 时，进行贯入度观测，一般不少于3次。当遇到贯入度剧变，桩身突然发生倾斜等异常情况时，应暂停打桩，分析原因并采取相应处理措施。

采用静压式沉桩时，应注意记录压力变化情况。终压连续复压次数应根据桩长及地质条件等因素确定。复压次数可为2～3次，每次复压的稳压压桩力不得小于终压力，稳定压桩的时间宜为5～10s。

（四）接桩

预制桩的接桩一般在距地面0.5～1m时进行。作为锚桩的预制桩在接桩时应考虑采取措施以保证接桩处的抗拔力满足要求。

（五）试验桩沉桩终止条件

预制桩试验桩沉桩终止应满足试桩大纲确定的沉桩终止条件。一般试验桩沉桩终止以标高控制为主，同时参考贯入度或终压力。

（1）对于锤击式沉桩，当标高已达到设计要求而贯入度仍然较大时，宜结合试验区勘察资料、试验桩承载力要求、现场试验条件、高应变法在打贯入度时检测的土阻力等进行综合分析，确定是否有必要加长桩长或增加桩端入土深度。

（2）对于静压式沉桩，当桩端已进入持力层预定深度，记录终止压力，即可停压。如果桩端已进入持力层但尚未到达预定深度，压桩力达到设计最大压力而无明显进尺，复压3次后可以终止沉桩。

（六）沉桩过程中的孔隙水压力监测

在饱和黏性土或软土场地，预制桩试桩施工时宜进行孔隙水压力监测，以掌握孔隙水压力随沉桩施工在时间和空间的变化情况，为工程桩施工进度计划和施工顺序安排提供依据。

孔隙水压力监测点可按距离试桩中心2、5、10、15、20m各布置1个检测点。每个监测点在地下水位以下、20m深度（或桩底）以上每隔3～5m埋置1个孔隙水压力计。打桩前测量孔隙水压力计的初值，打桩过程中宜每1小时观测1次，当天的桩打完后4～6h再观测1次，全部试桩施工完成后，每天监测不少于2次，至超孔隙水压力小于30%。绘制孔隙水压力随时间变化的曲线，用于分析沉桩施工对孔隙水压力的影响。

三、灌注桩施工

电力工程常用的灌注桩一般有泥浆护壁回转钻进钻孔灌注桩、冲击成孔钻孔灌注桩、泥浆护壁旋挖成孔钻孔灌注桩、旋挖干作业钻孔灌注桩和长螺旋压灌混凝土后插筋灌注桩等桩型。

（一）桩身混凝土

灌注桩原体试验施工时，混凝土宜采用预搅拌商品混凝土。混凝土进场时应检查混凝土配合比通知单

上的设计强度等级、坍落度、最大粒径、水灰比、外加剂等与设计要求是否一致。

预拌商品混凝土出厂合格证应包括生产单位名称、工程名称、商品混凝土品种数量、使用部位、供货时间和原材料品种规格等内容。预拌商品混凝土供应单位还应提供水泥、砂、石、外加剂和掺合料等检验报告等。

灌注前，应先进行坍落度检测，并观察最大粒径是否满足要求。混凝土坍落度要求见表7-6。

表7-6　　混凝土坍落度要求

成孔或混凝土灌注方式	混凝土坍落度（mm）
水下灌注	180～220
干作业成孔灌注	160～200
长螺旋成孔压灌	180～220

对于水下灌注的混凝土，最大粒径不大于钢筋笼主筋净距的1/3。长螺旋压灌桩，最大粒径宜不大于30mm。

每根试桩应在现场留2～3组试块，按要求进行混凝土抗压强度试验。

（二）钢筋笼制作

原体试验施工时，钢筋笼加工和存放场地表面宜铺设200mm厚的碎石，以防止钢筋和加工好的钢筋笼粘上泥土。

钢筋进场验收时应检查产品质量证明文件。检查钢筋上的标识是否与要求一致。检查进场钢筋是否平直、有无损伤，表面有无裂纹、油污、颗粒或片状老锈。

对主筋所用的钢筋，每种规格应任选2根，每根取2个试件，做钢筋拉伸试验和冷弯试验。

钢筋笼制作完成后应对钢筋笼的直径、长度、主筋间距、箍筋间距进行检查。

制作完成的钢筋笼应放在平整、干燥的场地上，在加劲筋与地面接触处垫上等高的方木，以免粘上泥土。

钢筋笼在搬运和吊装时应采取避免钢筋笼变形的措施。

（三）泥浆护壁钻孔灌注桩

泥浆护壁钻孔灌注桩的施工一般包括制备泥浆、埋设护筒、钻机就位、钻进成孔、一次清孔、放置钢筋笼、二次清孔、下导管水下灌注混凝土成桩等项工作。

1. 泥浆制备

泥浆在成孔过程中除起到护壁和携渣作用外，还有冷却和滑润作用。

对于不同成孔工艺、不同施工机械、穿越不同性质的地层，所采用泥浆的指标不同。

试桩施工时泥浆宜循环利用，以减少泥浆池占地面积，同时减少泥浆排放量。

2. 护筒埋设

护筒埋设应准确、稳定，护筒中心与桩位中心的偏差不大于50mm。护筒的埋设深度在黏性土中宜不小于1.0m，在砂土中宜不小于1.5m。护筒下端外侧应采用黏性土填实，护筒上沿宜高出地表200～400mm。

3. 钻进成孔

（1）回转钻进成孔。

按泥浆循环的方式可分为正循环回转钻进和反循环回转钻进。电力工程原体试验施工对于淤泥、黏土、粉土、砂土等地层，一般选用正循环回转钻进，对于卵砾石和基岩地层，一般选用反循环回转钻进。

回转钻进应根据所穿越的地层性质选用钻头。正循环钻进时，在穿越黏质土层、粉质土层和砂层时可选用笼式钻头、锥式钻头、筒式钻头等，在风化岩中钻进可采用牙轮钻头。反循环钻进时，在穿越黏质土层、粉质土层和砂层时可选用三翼空心单尖钻锥（泵式反循环）或圆筒封闭式钻锥（气举式反循环），在砂卵石和风化岩层中可选用牙轮钻头，在中、硬岩层中可选用滚刀钻头。开钻时宜低档慢速钻进，钻至护筒下1m后再以正常速度钻进。钻进速度应根据地层稳定情况进行调整，并应保持孔内泥浆面的高度，钻进时应避免钻压过大以保持钻头竖直平稳旋转，避免斜孔、弯孔和扩孔现象。钻进过程中应及时对地层岩性进行判别，并与勘察资料核对。

（2）冲击成孔。

冲击成孔应根据地层条件和成孔直径等选择合适的机具。开孔时应控制冲孔进度，避免冲击过猛、进度太快引起坍孔。在各种不同的土层、岩层中成孔时，须选择合适的冲程、锤击频率和泥浆比重。每钻进4～5m应验孔一次，在更换钻头前或容易缩孔处均应验孔；如果钻至基岩面产生偏孔时，可回填片石至偏孔上方300～500mm处，然后采取低锤快打的形式进入基岩，之后再按正常速度钻进。进入基岩后每钻进100～300mm应取样一次。排渣可采用泥浆循环或抽渣筒等方法，当采用抽渣筒排渣时，应及时补给泥浆。在粗粒土层、风化岩层中钻进时宜采用抽渣筒及时掏渣，以利于保持钻进速度。

（3）旋挖成孔。

当采用泥浆护壁旋挖成孔工艺时，应根据穿越地层的性质和桩径的大小选择合适的旋挖钻机和钻头。在黏性土、粉土、砂土、中密的碎（卵）石层中、直径600～800mm的桩孔可选用最大扭矩160～220kN·m的旋挖钻机，要进入密实的碎（卵）石层、风化岩，宜选用最大扭矩不小于250kN·m的旋挖钻机。在黏性较强的土层中钻进时可选用体开旋挖钻斗，

一般土层可选用单层底的土层钻斗、双底捞砂钻斗，强风化岩可采用截齿捞砂钻斗，较硬的中风化岩可采用截齿筒式钻头与截齿捞砂钻斗结合，清底宜采用清底钻斗。钻孔过程中应根据地层情况控制进尺速度。应严格控制每次钻进的进尺大小，同时要控制钻斗的提升速度，钻头提升速度过快易破坏泥皮，引起塌孔、缩孔。钻进过程中须及时向孔中补充泥浆。桩孔达到设计深度后，应采用清底钻斗捞渣，再用泥浆循环清孔。

4. 一次清孔

桩孔钻至设计要求后停钻，对孔径、孔深、竖直度进行检查确认钻孔合格后，进行第一次清孔。清孔目的是使孔底沉渣（虚土）厚度、泥浆黏度、比重、含砂率满足要求，为水下混凝土灌注创造条件。清孔采用泥浆循环的形式，将孔内泥浆排出到沉淀池，同时注入符合要求的泥浆。通过清孔使孔底 500mm 以内的泥浆比重小于 1.25，含砂率不大于 8%，黏度不大于 28s，并使端承型桩的沉渣厚度不大于 50mm，摩擦型桩的沉渣厚度不大于 100mm。

5. 钢筋笼安放就位

一次清孔完成后放置钢筋笼。吊装钢筋笼时，应防止钢筋笼变形和碰撞孔壁。

对于在钢筋笼上设置钢筋计的试验桩，钢筋笼在孔口焊接时应采取保护措施，避免损坏钢筋计及其导线。对于需作水平静载试验并测试验桩身内力的试验桩，钢筋笼安放时要使设置钢筋计的两根主筋与反力桩在一条直线上。

6. 安放导管和二次清孔

水下灌注混凝土用的导管宜采用直径 200～300mm、壁厚不小于 3mm 的钢管，接头宜采用双螺纹方扣快速接头；底管长度不宜小于 4m，导管使用前应试拼装、试压，试水压力宜为 0.6～1.0MPa；单节导管长度以 2～4m 为宜。导管底口距孔底 0.2～0.5m 左右。

导管安放好后，应再次检查沉渣厚度、泥浆比重，如果不满足要求，需进行二次清孔。二次清孔可采用泵吸或气举泥浆反循环法。气举法清孔时，可通过调整导管的位置和高度，使沉渣清除的更充分。清孔后再测量沉渣厚度，满足要求后准备进行灌注混凝土。

7. 混凝土灌注

水下灌注混凝土应采用料斗和隔水栓。料斗的容积应能满足导管一次埋入混凝土灌注面以下不少于 0.8m 的要求。混凝土应连续灌入，导管埋入混凝土面以下的深度宜控制在 2～6m。严禁将导管提出混凝土面，并应控制提拔导管的速度。每根桩的灌注时间应按初盘混凝土的初凝时间控制。

对于不是通常配筋的试验桩，要控制灌注速度以防止钢筋笼的上浮。

试验桩应超灌至浮浆全部排出、骨料清晰可见。

（四）旋挖干作业钻孔灌注桩

对于设计孔底标高在地下水位以上、不宜塌孔且桩端持力层可以干作业钻进的工程场地，宜采用旋挖干作业钻孔灌注桩。

试桩施工前宜在试桩区的一角进行试成孔并留置 1～2d，观察孔壁是否有塌落、测量孔深是否有变化。

对于一般土层，旋挖钻头可选用旋挖螺旋钻头、单层底的土层钻斗，密实的粗颗粒地层可选用双底捞砂钻斗，强风化岩可采用截齿捞砂钻斗、单层底的土层钻斗或清底钻斗。达到设计孔深后应采用清底钻头清孔。

已经完成的桩孔应及时灌注混凝土，以防坍孔。混凝土灌注可采用导管灌注，灌注须连续进行，对于坍落度较小的混凝土，灌注至桩顶后宜用插入式振捣器振捣密实。

（五）长螺旋压灌混凝土灌注桩

长螺旋压灌混凝土灌注桩适用于黏性土、粉土、砂土、砾石。

对于密实的碎石类土、强风化岩需试成孔。

长螺旋钻机成孔深度一般不大于 26m，桩径一般为 400～800mm。长螺旋压灌混凝土灌注桩工作流程为钻机就位、钻至设计孔深、泵送混凝土进中空的钻杆、提升钻具打开钻头底部的活门灌注混凝土，连续提升钻具使混凝土灌注至孔口，移开钻具插入钢筋笼至设计深度，钻机移位至下一根桩。

长螺旋钻机就位后宜采用测量设备从两个方向观测钻具的垂直度，调整钻具的垂直偏差不超过 1%。

长螺旋钻机钻进过程中不应反转或提升钻杆，否则易导致灌注活门打开而使钻杆中进入土、水。在地下水位以下的砂土层中钻进时，钻杆底部活门应有防止进水的措施。

混凝土泵应根据桩径选型，混凝土泵与钻机的距离不宜超过 60m。

钻至设计标高后，应先泵入混凝土并停顿 10～20s，再缓慢提升钻杆。提钻速度应与泵送混凝土量相匹配。

混凝土压灌结束后，应立即用插筋器将钢筋笼插入至设计深度。拔出插筋器时速度不宜过快，否则易形成空心、泥芯。

长螺旋压灌混凝土灌注桩宜连续施工，试桩区应设置夜间施工照明设施，并保障混凝土在夜间施工的正常供应。宜在试验桩和锚桩的钢筋笼全部制作完成后再开钻，尽量一次连续完成全部试验桩、锚桩的施工；如果不能连续施工，应及时清洗钻杆、泵管和混凝土泵。

四、振冲碎石桩施工

振冲碎石法适用于处理砂土、粉土、素填土等地基，可以提高地基承载力，也可以消除或减少地层的地震液化和欠固结地层的湿陷性。

（一）施工机具

常用的振冲器功率有 30、55、75kW，采用吊车提升和下插，填料采用装载机或吊斗，一般 30kW 振冲器配 0.5m^3 及以上的装载机，55、75kW 振冲器配 1.0m^3 及以上的装载机。辅助设备有供水水泵、水管、电力控制设备及配套电缆等。

（二）施工材料

振冲桩的桩体材料可采用含泥量不大于 5%的碎石、卵石、砾石、粗砂、矿碴或其他无腐蚀性的硬质材料，不得使用强风化易软化的石料，对原体试验施工拟采用的材料应先进行颗粒分析。

（三）施工前现场准备

原体试验场地在施工前应进行平整，地面高差应控制在±200mm 以内。对于松软的地面应先进行碾压处理以保证起重机能安全作业。施工前须安装供水供电设施、桩身材料运送到位，并铺设泥浆排泄系统。

（四）施工作业

1. 施工流程及顺序

振冲法施工流程一般为布置桩位、设备就位、启动水泵和振冲器、振冲造孔、填料振密成桩。

施工顺序可选用排孔法、跳打法、帷幕法。

2. 布置桩位

采用测量设备确定桩位基线，布置桩位并采用可靠的标识进行标记。桩位允许偏差不应大于 50mm。

3. 设备就位

检查起重机稳定情况，起吊振冲器对准桩位。

4. 启动水泵和振冲器

先开启供水泵，待振冲器下端喷水口出水后，启动振冲器，检查水压、电压和振冲器空振电流是否正常。

5. 振冲造孔

起重机放下振冲器，使其贯入土中，振冲器的贯入速度宜为 0.5～2m/min。造孔过程中应保持振冲器呈悬垂状态，以保证成孔垂直。造孔过程中应记录各深度的水压、水量、时间、电流值及返水情况，记录的次数宜每米 1～2 次。当造孔达到设计深度后将振冲器上提 300～500mm，造孔深度与设计桩底标高允许偏差±200mm。造孔时返出的水和泥浆进入泥浆排泄系统。

6. 填料振密成桩

填料方式有连续填料和间断填料两种。

75kW 振冲器宜采用连续填料法，振冲器停留在孔底以上 300～500mm 处，向孔内不断填入填料，并在振动中提升振冲器，整个制桩过程中填料均处于满孔状态。

30kW 振冲器宜采用间断投料法，应将振冲器提升出孔口，每次投料以孔内增高不大于 500mm 为宜，下降振冲器至填料中振捣一次，如此反复至成桩结束。

填料成桩时每 0.50～1.00m 应记录一次稳定电流、留振时间、水压、填料量等。

（五）施工完毕后的工作

振冲施工返出的水应及时排除，减少积水对试验区地基土的浸泡。

由于表层土体的振动挤密效果不如下部土层，振冲桩施工时，应在表面预留一定高度的桩头，一般按 1～1.5m 控制，原体试验检测时应将预留部分予以清除。

五、灰土、素土挤密桩施工

灰土挤密桩和素土挤密桩适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、粉土和填土等地基，常用以消除湿陷性、提高承载力。

（一）施工机具

成孔设备一般采用柴油锤沉管桩机或振动沉管桩机。夯实设备可采用重锤夯实机或偏心轮夹杆式夯实机。

（二）施工材料

挤密桩选用的土料应性质稳定，不得使用含有冻土块、生活垃圾以及有机质含量大于 5%的耕土、淤泥质土，也不得使用膨胀性土和盐渍土。

灰土挤密桩所用的生石灰应进行氧化钙含量检测，质量不得低于合格品标准。

（三）施工前现场准备

施工场地应进行平整，满足施工机械进场条件。

对拟采用的素土或灰土进行击实试验，确定其最大干密度和最优含水量。

进场的块状生石灰应加水熟化成消石灰，经过筛后使用，其粒径不应大于 5mm。

土料应过筛后使用，土料粒径不宜大于 20mm。

灰土按试验大纲确定的体积比掺和均匀。

灰土或素土的含水量应控制在与其最优含水量相差 2%以内，当与最优含水量的差值大于 3%时，应采取晾晒、洒水湿润等措施。

拌好的灰土应及时回填，搁置时间不宜超过 24h。

（四）施工作业

1. 施工流程及顺序

挤密桩施工流程一般为布置桩位、沉管成孔、拔出桩管、验孔、孔底夯实、分层填料夯实成桩。施工顺序一般按由外向内、隔排跳打的方式进行。

2. 试成桩

正式施工前，宜先在试桩区的一角进行试成桩，

试验沉管是否能达到设计深度、拔管后是否有塌孔、有塌孔现象时复打后孔壁是否稳定；确定试验夯实设备和填料量的控制参数，包括每次填料量、虚填高度、夯锤落距、夯击次数、夯后填土高度等。

3. 布置桩位

采用测量设备布置桩点并采用可靠的标识进行标记。桩位允许偏差不大于 50mm。测量桩位时同时测量试验场地的标高。

4. 沉管成孔

桩管对准桩位，调整桩管至竖直，垂直偏差不大于 1%，锤击或振动沉管至设计标高。桩孔深度不应小于设计深度 100mm。

5. 验孔

拔出桩管后，在填料之前先测量孔深，检查有无塌孔，如果孔底虚土厚度大于夯实设备所能夯实的厚度，应将桩管放入孔中复打至设计深度。

6. 孔底夯实

填料之前应先用夯实机械将孔底夯实。

7. 分层填料夯实成桩

按照试成桩确定的每次填料量、锤落距和锤击次数分层施工，逐次至设计桩顶标高以上 0.5m。

（五）施工完毕后的工作

试验区施工完毕后，应测量试验区标高，为判断试验区是否隆起、隆起现象是否严重提供依据。

六、素混凝土桩施工

素混凝土桩适用于处理黏性土、粉土、砂土和已自重固结的素填土等地基。

（一）施工机具

素混凝土桩应根据场地岩土工程条件和处理目的选择相应的施工工艺和机具。

长螺旋钻孔、管内泵压混合料灌注成桩工艺适用于黏性土、粉土、砂土地层。施工机具同长螺旋压灌混凝土灌注桩。

钻孔灌注成桩工艺适用于地下水位以上的不易塌孔的地层，成孔可采用螺旋钻、机械洛阳铲等。

（二）施工材料

桩体材料为水泥、粉煤灰、碎石、砂等混合料加水搅拌成的混凝土，强度等级通常为 C15～C25。采用长螺旋钻孔、泵压混合料工艺的，碎石最大粒径 30mm、坍落度 180～220mm。

（三）施工前现场准备

试桩施工前应由试验室进行配合比试验，施工时按配合比配制混合料。

（四）施工作业

采用长螺旋钻孔、管内泵压混合料工艺的，其施工过程控制基本与长螺旋压灌混凝土灌注桩相同，只是没有后插筋工序，桩位偏差不应大于 50mm、垂直度偏差不应大于 1%。混凝土应灌注至设计桩顶标高以上 0.5m。

采用钻孔灌注成桩工艺的，其施工过程控制与干作业成孔灌注桩类似。

每组试验桩应制做 2～3 组试块做抗压强度试验。

（五）施工完毕后的工作

原体试验检测前须开挖试坑并清除桩头。由于素混凝土桩没有钢筋，试坑开挖时易造成断桩，应采取措施避免机械开挖时碰到桩身，桩周土宜人工清理。

七、柱锤冲扩桩施工

柱锤冲扩桩法适用于处理填土、粉土和黄土等地基。柱锤冲扩桩可采用柱锤冲孔、螺旋钻或洛阳铲成孔，孔内分层填料，用柱锤夯实冲扩形成桩径大于桩孔的桩体。

（一）施工机具

处理深度小于 12m 时，可直接采用柱锤冲扩桩机的柱锤冲击成孔。当处理深度较大时，可以采用螺旋钻机或洛阳铲成孔，成孔直径应大于柱锤的直径。

夯实设备采用柱锤冲扩桩机及柱锤。柱锤直径一般 300～500mm，长度 2～6m，重量 1～8t。

（二）施工材料

填料可为碎砖三合土、级配砂石、矿渣、灰土，电力工程中以灰土较为常用。原体试验一般根据工程所在地的材料价格和供应量选择桩体材料，以级配砂石和灰土较为常用。

灰土的要求同灰土挤密桩。

（三）施工前现场准备

施工场地应进行平整以满足施工机械进场条件。

对拟选用的填料进行击实试验，确定最大干密度和最优含水量。

灰土的准备同灰土挤密桩。

（四）施工作业

正式施工前，宜先在试桩区的一角进行试成桩。试验成孔能否达到设计深度、是否有塌孔、对于塌孔严重的采用填料复打能否成孔；确定每次填料量、虚填高度、柱锤落距、夯击次数、夯后填料高度等，并应开挖测量桩径。

采用柱锤冲击成孔方式施工时，使柱锤对准桩位，将柱锤提升一定高度，自动落锤冲击土层，如此反复冲击，至设计孔深。采用螺旋钻或洛阳铲成孔时，钻具直径应大于柱锤直径，桩孔的垂直允许偏差应小于 1%。成孔后测量孔深，检查有无坍孔并记录。

桩孔填料前应先用柱锤将孔底夯实，然后按照试成桩确定的每次填料量、柱锤落据和锤击次数分层施工，逐次至设计桩顶标高以上 0.5m，其上部桩孔宜用

土夯封。

（五）施工完毕后的工作

试验区施工完毕后应测量试验区标高。

八、水泥土搅拌桩施工

水泥土搅拌桩法适用于处理正常固结的素填土、淤泥质土、粉土、饱和黄土、黏性土以及饱和松散砂土等地基。在电力工程中主要采用深层搅拌法处理软土地基。

（一）施工机具

主要机具设备包括深层搅拌钻机、水泥浆制配和输送系统等。

（二）施工材料

水泥搅拌桩的施工材料主要为水泥和制作水泥浆的淡水。水泥浆的水灰比一般为0.45～0.55。

（三）施工前现场准备

水泥土搅拌桩原体试验施工前应进行拟处理土的室内配比试验。针对现场拟处理土的性质，选择合适的水泥、外掺剂，确定各种龄期、各种配比的强度参数。

试验场地应事先平整，满足机具施工条件。

试桩施工前应先进行试成桩，确定水泥浆泵的输送量、水泥浆经输送管到达搅拌头喷浆口的时间、搅拌头提升速度等施工参数。

（四）施工作业

采用测量设备布置桩位，桩位的偏差不得大于50mm。搅拌机械就位后应调平；导向架的竖直，搅拌桩的垂直偏差不得超过 1%。按确定的配合比拌制水泥浆，待压浆前将水泥浆倒入集料斗。搅拌头预搅下沉至设计加固深度后，开启灰浆泵将水泥浆输送至搅拌头喷浆口，应喷浆搅拌30s使桩端土充分搅拌后，按照试成桩确定的提升速度提升搅拌头。成桩要控制搅拌机的提升速度和复搅次数。若因故停浆，复供后搅拌机应下沉至停浆点以下0.5m再喷浆提升。若停机超过三小时，宜拆卸输浆管路并加以清洗。

施工期间应注意记录桩长、水泥浆用量、搅拌头转速、提升速度、复搅次数、复搅深度、停浆处理方法等。

（五）施工完毕后的工作

由于水泥土的强度增长速度较慢，试坑开挖宜在28d后进行，如有条件宜增加水泥土桩身的养护时间。

试坑开挖时要注意采取保护桩头措施，并尽量减少对坑底土的扰动。

九、强夯施工

强夯法适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、填土等地基。

（一）施工机具

强夯施工的主要施工机械有起重机、推土机、夯锤。测量设备一般采用全站仪、经纬仪、水准仪、水准尺、钢卷尺等。

（二）施工前现场准备

试验区施工前应进行场地平整并清除地下管线、树根等障碍物。

（三）施工作业

1. 测量放线

强夯施工前，应在试验区外不受施工影响的位置设置施工测量控制点。测放第一遍夯点位置，标出中心点并用白灰撒出与锤径相同的圆圈线，夯点定位允许偏差应为±50mm。第一遍夯完整平后施放第二遍夯点位置。

测放夯点位置的同时测量夯点标高。

2. 点夯

强夯机就位后，将夯锤置于夯点位置，同时应检查夯锤重心是否处于形心，若偏心时应采取在锤边焊钢板等措施使其平衡，防止夯坑倾斜。测量夯前锤顶高程，将夯锤起吊到预定高度，开启脱钩装置，夯锤脱钩自由下落进行夯击。夯击后测量锤顶高程。重复夯击达到规定的单点夯击次数及夯沉量控制标准后，完成一个夯点的夯击。吊车和夯锤移位到下一个夯点，完成第一遍全部夯点的夯击后，用推土机将场地推平。

夯点的夯击次数按夯沉量确定。按同样的方法和要求完成第二遍点夯。以后各遍点夯（若有）均类似。

3. 满夯

点夯施工完毕后推平场地，测量场地标高，按设计的满夯夯击能满夯2遍，满夯采用四分之一锤印搭接，每遍每点4～6击。

4. 场地整平

满夯完成后对试夯场地整平，再次测量试验场地的高程。

（四）施工完毕后的工作

试验场地经强夯处理后一般低于周边场地，应在试验区周边设置防水围堰，防止雨水流入试验区。

十、换填垫层施工

换填垫层法适用于浅层软弱地基及不均匀地基的处理。

（一）施工机具

根据不同的换填材料选择施工机械。粉质黏土、灰土宜采用平碾、振动碾，也可采用蛙式夯、柴油夯；砂石等宜用振动碾。

粉煤灰垫层宜采用平碾、振动碾、平板振动器、蛙式夯；矿渣宜采用平板振动器、平碾或振动碾。

（二）换填垫层材料

换填垫层材料的选择应综合考虑拟处理建（构）筑物结构特点、荷载大小、地层条件、填料价格等多

种因素，电力工程中常用填料有砂石、灰土、素土、粉煤灰及矿渣等。

1. 砂石

可选用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、中粗砂等，应级配良好，不含植物残体、垃圾等杂质。砂石的最大粒径不宜大于 50mm。对湿陷性黄土地基，不得选用砂石等透水材料。

2. 灰土

灰土的体积配合比宜为 1:9、2:8 或 3:7。石灰宜用新鲜的消石灰，其颗粒不得大于 5mm。土料宜用粉质黏土或黏性相对高的粉土，其颗粒不得大于 20mm。

3. 素土

土料中有机质含量不得超过 5%，也不得含有冻土或膨胀土。当含有碎石时，其粒径不宜大于 50mm。用于湿陷性黄土或膨胀土地基的粉质黏土垫层，土料中不得夹有砖、瓦和石块和其他粗颗粒材料。

4. 粉煤灰及矿渣

粉煤灰及矿渣可用于道路、堆场和小型建（构）筑物等的换填垫层。当垫层材料中需采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件。

（三）施工前现场准备

选用的换填料应通过试验确定其最大干密度和最优含水量。按试验大纲的要求准备填料并控制填料的含水量。

（四）施工作业

换填垫层原体试验施工开始阶段首先确定单层填料厚度和压实遍数。每层铺筑厚度依据碾压或夯实设备的有效作用深度确定，一般为 0.2～0.6m。对选用的填料和压实设备，先按经验数据铺填一层，测量层面标高，每压实一遍测量一次标高，根据压实遍数与层面沉降量的关系初步判定填土已压实后，取样检测密度和含水量，计算干密度和压实系数，如果压实系数不满足要求，调整填料厚度和压实遍数，再进行试验至满足要求。

按照确定的填料厚度和压实遍数逐层施工，每层施工完毕后均应取样检测。

（五）施工完毕后的工作

换填垫层施工完毕后，应在试验区周边做好防水围堰，防止雨水流入试验区。

第五节 原体试验检测

一、桩基础原体试验检测

电力工程桩基础原体试验的检测项目一般包括桩身完整性检测、单桩承载力检测和桩身内力测试等。

常用的检测方法有单桩竖向抗压静载试验、单桩竖向抗拔静载试验、单桩水平静载试验、低应变法、高应变法、声波透射法、钻芯法和桩身内力测试等。灌注桩试桩施工时宜进行成孔质量检测。

桩基础原体试验通常在同一根试桩上进行多项测试项目，一般按低应变法、单桩竖向抗压静载试验、高应变法、单桩水平静载试验、单桩竖向抗拔静载试验的顺序实施，内力测试与静载试验同时进行。当单桩竖向抗压静载试验曲线异常时，为验证桩身经过静载后的完整性，可采用低应变法或钻芯法在静载试验后再次进行桩身完整性检测。

桩基础原体试验检测开始时间应满足对施工后休止时间要求，通常情况休止时间见表 7-7。

表 7-7 桩基础原体试验应满足的休止时间 (d)

桩型	地基土主要类型		
	砂类土	粉土和非饱和黏性土	饱和黏性土
预制桩	>7	>15	>25
灌注桩	>28		

如工程条件许可，试验桩施工后到开始试验的休止时间应适当延长。

从大量桩基础静载荷试验的结果表明，软土地基上述休止时间是远远不够的，某工程前后共进行了三次试验，其单桩静载荷试验测试数据见表 7-8。

从表 7-8 可以看出，休止 3 个月桩的承载力仍还有很大程度的提高。尚未达到单桩极限承载力。但是桩基础原体试验的时间周期不可能太长，故桩基础原体试验在一定条件应考虑不同的休止时间对单桩承载力的影响。

（一）低应变法桩身完整性检测

1. 适用范围

低应变法适用于检测规则截面混凝土桩的桩身完整性，判定桩身缺陷的位置及程度。电力工程原体试验检测中使用的低应变法主要为反射波法。

对于所有的试验桩、锚桩，在开始其他检测项目之前均宜先进行低应变法桩身完整性检测，判定桩身完整性类别，为后续检测的参数设定和结果分析提供依据。

2. 检测要求

低应变法桩身完整性检测应符合以下要求：

（1）低应变法桩身完整性检测前应了解试桩的设计和施工情况。检测时试桩顶面应平整、密实，并与桩轴线垂直。

（2）传感器安装应与桩顶面垂直，采用耦合剂粘结时应具有足够的粘结强度。

（3）实心桩上的传感器安装点宜在距桩中心 2/3 半径处，激振点位置应选择在桩中心，当激振点不在桩顶中心时，传感器安装点与激振点的距离不宜小于桩半径的 1/2。

表 7-8 某工程桩基础静载荷试验三次不同休止时间的试验结果

桩号		4-176 号	5-56 号
规格（mm×mm）		500×500	500×500
桩长 L（m）		46	46
桩端持力层		⑤$_{-2}$灰色粉性土	⑥$_{-2}$灰色粉性土
沉桩日期		1996 年 5 月 14 日	1996 年 5 月 9 日
第一次静载试验	日期	1996 年 6 月 4 日	1996 年 6 月 1 日
	承载力（kN）	1600	1200
	[沉降量（mm）]	（18.23）	（9.01）
第二次静载试验	日期	1996 年 8 月 15 日	1996 年 8 月 18 日
	承载力（kN）	3300	3450
	[沉降量（mm）]	（17.54）	（33.85）
第三次静载试验	日期	1997 年 11 月 18 日	1997 年 11 月 20 日
	承载力（kN）	4200	4200
	[沉降量（mm）]	（17.13）	（23.48）

（4）空心桩上的传感器安装点与激振点宜在桩壁厚的 1/2 处，激振点和检测点与桩中心连线形成的夹角宜为 90°。

（5）传感器安装位置和激振点均应避开钢筋笼主筋的影响。

（6）对于桩长较长的灌注桩试桩，宜分别采用激发低频宽脉冲的力锤和高频窄脉冲的力锤进行敲击，既要尽可能获得桩底反射，更要重视试桩浅部的质量判定。

（7）桩身完整性类别应结合缺陷出现的深度、测试信号衰减特性以及设计桩型、成桩工艺、地质条件、施工情况综合判定。

（二）单桩竖向抗压静载试验

1. 适用范围

单桩竖向抗压静载试验适用于检测单桩的竖向抗压承载力。采用接近于竖向抗压桩的实际工作条件的试验方法，确定单桩竖向抗压极限承载力。

当桩身埋设有应力、应变、桩底反力传感器，可测定桩周土层的抗压侧阻力值和桩端阻力值；当桩身或桩底设置位移杆时，可测量测试截面的位移量。

2. 试验要求

（1）桩头处理。

试验桩的桩顶应平整，能在预估最大加载下满足强度要求。对于打入桩，如桩顶因锤击受损，应按原桩身强度要求修复；对于灌注桩应进行桩头处理。

（2）试验装置。

原体试验中的单桩竖向抗压静载试验一般采用锚桩横梁反力装置，当预估单桩竖向抗压极限承载力不大时，可采用压重平台反力装置。

当采用锚桩作为反力时，应验算锚桩抗拔力，包括桩周土的上拔阻力和锚桩钢筋的抗拉力，锚桩的抗拔力应大于设计最大加载时作用在锚桩上平均上拔力的 1.2 倍。

当采用压重平台反力装置时，所加重物应均匀稳固地放置于平台上，且应大于设计最大加载的 1.2 倍，施加于地基的压应力不宜大于地基承载力特征值的 1.5 倍。

沉降观测用基准梁宜采用 2 根，并应具有一定的刚度，设置于独立的基准桩上。

试验期间应采取相应措施，避免因气温急剧变化、振动及其他外界因素影响使基准梁产生竖向变形。

试验桩中心至锚桩中心或压重平台支墩边、试桩中心至基准桩中心、基准桩中心至锚桩中心或压重平台支墩边的距离均应不小于 4 倍桩径且不小于 2m。

当试验桩或锚桩为扩底桩时，试桩中心至锚桩中心的距离应不小于 2 倍扩大端直径。

试验桩沉降量及锚桩上拔量可采用位移传感器或大量程百分表测量。

沉降量测量时一般在同一水平面内两个正交直径方向上对称布置 4 个测量仪表，测量平面宜在桩顶 200mm 以下位置。

试验加载宜采用油压千斤顶，千斤顶应放置在试桩中心，当采用两台及两台以上千斤顶加载时，应使用相同型号和规格的千斤顶并联同步工作，并使千斤顶的合力通过试桩中心。

（3）加载和位移观测。

试验应采用千斤顶向桩顶分级施加荷载，按规定的时间点观测并记录桩顶沉降，直至达到试验终止条件。根据荷载和沉降数据并结合辅助曲线确定单桩竖向抗压极限承载力。

试验应采用慢速维持荷载法。加载应分级进行，采用逐级等量加载；每级加载量为预估最大加载量的1/10～1/12，其中第一级可取分级荷载的 2 倍。当每一小时的桩顶沉降量不超过 0.1mm 并连续出现两次（相对稳定）时，施加下一级荷载。

（4）终止加载。

当满足下列要求之一时可终止试验加载：

1）某级荷载作用下，桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 5 倍。当桩顶沉降量能相对稳定且总沉降量小于 40mm 时，宜加载至桩顶总沉降量超过40mm。

2）某级荷载作用下，桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍，且经 24h 尚未达到相对稳定标准。

3）达到反力装置的允许最大加载量或设计要求的最大加载量且该级沉降已相对稳定。

4）已达到桩身材料的极限强度或桩身已出现明显破损。

5）当荷载-沉降曲线呈缓变形时，可加载至桩顶总沉降量 60～80mm。

（5）卸载和位移观测。

卸载应分级进行，采用逐级等量卸载，每级卸载量取加载时分级荷载的 2 倍。

3. 单柱竖向抗压极限承载力

绘制竖向荷载-沉降（Q–s）、沉降-时间（s–lg$t$）关系曲线，单桩竖向抗压极限承载力 Q_u 可按下列方法确定：

（1）对于陡降型 Q–s 曲线，取其发生明显陡降的起始点对应的荷载值。

（2）取 s–lg$t$ 曲线尾部出现明显向下弯曲的前一级荷载值。

（3）出现某级荷载作用下，桩顶沉降量大于前一级荷载作用下沉降量的 2 倍，且经 24h 尚未达到相对稳定标准情况，取前一级荷载。

（4）对于缓变型 Q–s 曲线的桩，宜取 s=40mm 对应的荷载值；当桩长大于 40m 时，宜考虑桩身弹性压缩量；对于直径大于或等于 800mm 的桩，可取 s=0.05D 对应的荷载值，其中 D 为桩端直径。

（5）当按上述四款判定桩的竖向抗压承载力未达到极限时，桩的竖向抗压极限承载力应取最大试验荷载值。

（6）当最大加载量已达到桩身材料的极限强度或桩顶出现明显破坏现象时，可取最大加载量的前一级荷载值。

4. 单桩竖向抗压承载力特征值

每组试验桩的单桩竖向抗压极限承载力统计值应根据岩土条件、施工情况等综合确定，并应符合下列要求：

（1）试桩条件基本相同的试验桩数量不少于 3 根，且满足极差不超过平均值的 30%时，取其平均值为单桩竖向抗压极限承载力的统计值。

（2）当极差超过平均值的 30%时，应分析极差过大的原因，结合工程实际情况确定，必要时增加试桩的数量。

（3）每组试验桩的单桩竖向抗压承载力特征值按该组单桩竖向抗压极限承载力统计值的一半取值。

（三）高应变法检测

1. 适用范围

高应变法适用于判定单桩轴向抗压承载力和检测桩身完整性，监测预制桩打桩过程。

高应变动力检测法在原体试验中有以下几方面的应用：

（1）测试单桩竖向抗压极限承载力，并为静载分级提供依据。

（2）用静载试验校验拟合参数，为工程桩检测提供经验参数。

（3）划分土阻力分布，为优化设计提供依据。为分析施工因素对单桩承载力的影响提供依据。

（4）通过打桩过程的监测，分析沉桩的可行性，为试桩停锤提供参考数据；通过复打检测提供预制桩竖向抗压承载力时间效应参数（恢复系数）。

2. 检测要求

高应变法检测应满足如下主要要求：

（1）高应变法检测用锤。应材质均匀、形状对称、锤底平整，锤的重量宜不小于预估单桩极限承载力的1.0%，并带有导向装置。

（2）桩头要求。对不能承受重锤冲击的桩头应在检测前进行加固处理。混凝土桩的桩头处理应满足以下要求：

1）混凝土桩应先凿掉桩顶部的破碎层和软弱混凝土，桩顶应水平、平整，桩头中轴线与桩身中轴线应重合。

2）桩头主筋应全部直通至桩顶混凝土保护层之下，各主筋应在同一高度上。

3）距桩顶 1 倍桩径范围内，宜用厚度为 3～5mm 的钢板围裹或距桩顶 1.5 倍桩径范围内设置箍筋，间距不宜大于 100mm。桩顶部应设置三层钢筋网片，钢筋网片间距 60～100mm，网片可用铁丝绑紧或焊接固定。

4）桩头混凝土强度等级应高于桩身混凝土，且不

低于 C40。

5）高应变法检测的测点处截面尺寸原则上与原桩身截面尺寸相同。

3. 传感器安装

传感器的安装应满足以下要求：

（1）检测时应至少对称安装应变传感器和加速度传感器各两个，传感器与桩顶之间的距离不宜小于 1.5D（D 为试桩的直径或边宽）；

（2）对于大直径桩，可适当缩小桩顶与传感器之间的距离，但不宜小于 1D；

（3）传感器安装面处的材质应均匀、密实，截面附近无任何缺损或突变，且该截面材质和尺寸应与原桩身相同；

（4）应变传感器和加速度传感器的中心应位于同一水平线上，同一侧的应变传感器和加速度传感器之间的水平距离不宜大于 80mm；

（5）传感器应紧贴桩身表面，安装完毕后，传感器的中心轴应与桩中心轴保持平行，安装应变传感器时应对其初始应变值进行监视，不得超过该传感器的允许初始应变值。

4. 锤击

高应变法检测锤击应满足以下要求：

（1）重锤的纵轴线应与桩头及桩身中轴线重合。

（2）桩头顶部应设置桩垫，桩垫宜采用 10～30mm 厚的木板或胶合板等材质均匀的材料，垫面略大于桩顶面积，桩垫受冲击损坏、变形后应及时更换。

（3）采用自由落锤为锤击设备时，应重锤低击，最大锤击落距不宜大于 2.5m。

5. 数据采集分析

数据采集分析应满足以下要求：

（1）采样时间间隔宜为 50～200μs，信号采样点数不宜少于 1024 点。

（2）测点处的桩截面尺寸应按实际测量确定。

（3）桩身波速可根据桩身混凝土强度等级和实测经验综合设定，并应用实测桩底反射信号进行校核。

（4）检测采集的数据出现两侧力信号幅值相差超过一倍或一侧力信号呈现明显的受拉特征、力信号未归零等情况时，应检查、调整后重新试验，桩身有明显缺陷、缺陷程度加剧和四通道数据不全时应停止检测。

（5）单桩承载力分析计算时选取锤击能量较大的击次的信号进行分析计算。采用实测曲线拟合法判定桩承载力时，选用的参数应在相应岩土层性状的合理范围内，同一试桩区内各桩同一参数相差不大。拟合完成时，土阻力响应区段的计算曲线应与实测曲线吻合，其他区段的曲线应基本吻合，贯入度的计算值应与实测值接近。

（6）桩身完整性应采用桩身完整性系数 β 与实测曲线拟合法的桩身阻抗拟合结果综合判定。

6. 打桩监测

预制桩打桩施工时，可采用高应变法监测打桩锤传递到桩顶的锤击能量、桩身最大应力、土阻力等。

在沉桩停锤时进行高应变法检测，进行拟合分析桩的侧阻力和端阻力，与休止期后高应变检测的侧阻力和端阻力进行比较，确定承载力恢复系数。

（四）单桩水平静载试验

1. 适用范围

适用于检测桩顶自由时的单桩水平承载力。当埋设有桩身应变测量传感器时，可测量相应水平荷载作用下的桩身应变。

2. 试验要求

（1）试验装置。水平推力加载装置宜采用油压千斤顶，千斤顶作用力应能水平通过桩身轴线，加载能力不得小于最大试验荷载的 1.2 倍，水平力作用线应通过地面标高处。测量水平位移的位移计安装在受检桩的水平力作用面上；当需要测量桩顶转角时，尚应在水平力作用面以上 50cm 安装位移计。基准桩应设置在试验桩位移反方向的侧面，基准桩与试验桩净距不小于 2 倍桩径。测量桩身应力或应变时，各测试断面的测量传感器应沿受力方向对称布置在受拉和受压主筋上，埋设传感器的纵剖面与受力方向之间的夹角小于 10°。

（2）加载和位移观测。试验加载方法宜根据建（构）筑物性质和设计要求确定。当桩基础主要是受单项长期水平荷载时，可采用慢速维持荷载法；针对烟囱、冷却塔、高压输电工程中大跨越塔基等的试桩，可采用单向多循环加载法，也可按设计要求采用其他加载方法。需要测量桩身应力或应变的试桩宜采用单向单循环加载法或维持荷载法。荷载分级取预估最大试验荷载的 1/10～1/15。维持荷载法的试验方法和稳定标准同单桩竖向抗压静载试验。

（3）终止加载。当桩身折断或水平位移超过 30～40mm（软土或大直径桩取 40mm）时，可终止试验加载。

3. 单桩水平临界荷载

采用单向循环加载法时应绘制水平力–时间–作用点位移（H–t–Y_0）关系曲线和水平力–位移梯度（H–$\Delta Y_0/\Delta H$）关系曲线。

采用慢速维持荷载法时应绘制水平力–力作用点位移（H–Y_0）关系曲线、水平力–位移梯度（H–$\Delta Y_0/\Delta H$）关系曲线、力作用点位移–时间对数（Y_0–lg$t$）关系曲线和水平力–力作用点位移双对数（lg$H$–lgY_0）关系曲线。

单桩的水平临界荷载宜按下列方法综合判定：

（1）采取单向多循环加载法时的 $H\text{–}t\text{–}Y_0$ 曲线或慢速维持荷载法时的 $H\text{–}Y_0$ 曲线出现拐点的前一级水平荷载值。

（2）取 $H\text{–}\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线或 $\lg H\text{–}\lg Y_0$ 曲线上第一拐点对应的水平荷载值。

（3）取 $H\text{–}\sigma_s$ 曲线第一拐点对应的水平荷载值。

4. 单桩水平极限承载力

单桩水平极限承载力可按下列方法确定：

（1）取单向多循环加载法时的 $H\text{–}t\text{–}Y_0$ 曲线或慢速维持荷载法时的 $H\text{–}Y_0$ 曲线产生明显陡降的起始点对应的水平荷载值。

（2）取慢速维持荷载法时的 $Y_0\text{–}\lg t$ 曲线尾部出现明显弯曲的前一级水平荷载值。

（3）取 $H\text{–}\Delta Y_0/\Delta H$ 曲线或 $\lg H\text{–}\lg Y_0$ 曲线上第二拐点对应的水平荷载值。

（4）取桩身折断或受拉钢筋屈服时的前一级水平荷载值。

5. 单桩水平承载力特征值

每组试验桩的单桩水平承载力特征值统计值应根据岩土条件、施工情况等综合确定，并应符合下列要求：

（1）当桩身不允许开裂或灌注桩的桩身配筋率小于 0.65%时，取水平临界荷载统计值的 0.75 倍为单桩水平承载力特征值。

（2）对钢筋混凝土预制桩、钢桩和当桩身配筋率不小于 0.65%的灌注桩，取设计桩顶标高处水平位移为 10mm［对水平位移敏感的建（构）筑物取 6mm］所对应荷载统计值的 0.75 倍为单桩水平承载力特征值。

（3）按设计要求的水平允许位移对应的荷载作为单桩水平承载力特征值。

（五）单桩竖向抗拔静载试验

1. 适用范围

单桩竖向抗拔静载试验适用于检测单桩的竖向抗拔承载力。当埋设有桩身应力、应变测试元件时，可测定桩周土层的抗拔摩阻力值；当桩端埋设位移测量杆时，可测定桩端上拔量。

2. 试验要求

（1）试验装置。试验采用反力桩或天然地基提供反力，采用千斤顶分级加压上拔试桩。千斤顶应竖直并使千斤顶轴线与桩轴线重合，采用天然地基提供反力时，施加于地基的压应力不宜超过地基承载力特征值的 1.5 倍；基准梁安装及试验桩、支座和基准梁之间的中心距与单桩竖向抗压静载试验的要求相同。桩顶上拔量测量宜采用位移传感器或大量程百分表。上拔量测试平面宜布置在桩顶或桩身，并应避开主筋。加载装置和荷载测量仪器安装要求与单桩竖向抗压静载试验的要求相同。

（2）加载和位移观测。单桩竖向抗拔静载试验可采用慢速维持荷载法，当工程设计有特殊要求时，也可采用多循环加载、卸载法等其他方法。

（3）终止加载。终止试验加载应符合下列要求之一：

1）某级荷载作用下，桩顶上拔量大于前一级上拔荷载作用下上拔量的 5 倍。

2）桩顶累计上拔量超过 100mm 时。

3）桩顶上拔荷载达到钢筋强度设计值，或某根钢筋拉断。

4）达到设计要求的最大上拔荷载值。

3. 单柱竖向抗拔极限承载力

绘制上拔荷载–桩顶上拔量（$U\text{–}\delta$）关系曲线和桩顶上拔量–时间对数（$\delta\text{–}\lg t$）关系曲线。单桩竖向抗拔极限承载力宜按下列方法综合确定：

（1）对陡变型 $U\text{–}\delta$ 曲线，取陡升起始点对应的荷载值。

（2）对缓变型 $U\text{–}\delta$ 曲线，取 $\delta\text{–}\lg t$ 曲线斜率明显变陡或曲线尾部明显弯曲的前一级荷载值。

（3）抗拔钢筋断裂时前一级荷载值。

4. 每组试桩的单桩竖向抗拔承载力特征值

每组试桩的单桩竖向抗拔极限承载力统计值计算方法和要求与单桩竖向抗压静载试验的相同。

每组试验桩的单桩竖向抗拔承载力特征值按单桩竖向抗拔极限承载力统计值的一半取值。当工程桩不允许带裂缝工作时，取桩身开裂的前一级荷载与极限荷载的一半比较，取小值作为单桩竖向抗拔承载力特征值。

（六）桩身内力测试

1. 适用范围

桩身内力测试适用于混凝土预制桩、钢桩、组合型桩，也可用于桩身横截面尺寸基本恒定或已知的混凝土灌注桩。在桩身不同截面埋设应力或应变测试器件，测试在各级荷载作用下测试截面处的应力或应变，根据测试截面的桩身截面积和弹性模量，计算桩在测试截面的受力情况。

2. 测试要求

（1）测试截面布置。

桩身内力测试可采用应变传感器、钢筋计、滑动测微计。传感器应设置在两种不同性质土层的界面处。传感器标定断面距桩顶不宜小于 1 倍桩径。在同一断面处可对称设置 2～4 个传感器。采用滑动测微计时，在桩身内通长埋设 1～2 根测管，测管内每隔 1m 设测标一个。

（2）数据观测。

在静载试验开始前，应测量各传感器的初始值，初始值测量应不少于两次。

当静载试验采用慢速维持荷载法时，在每级荷载下位移接近稳定（半小时位移 0.1mm 左右）时观测各传感器的读数；采用单向多循环加载法时，宜在各级荷载最后一个循环内对各传感器观测。

（3）桩身应变。

根据各传感器的标定数据、初始值和各级荷载下的观测值，计算各传感器的应变。

采用电阻应变式传感器时，可计算得到该传感器的应变值。

采用弦式钢筋计测量时，将钢筋计实测频率通过率定系数换算成力，再除以钢筋截面积和钢筋模量，计算出该传感器安装处的钢筋应变值。

采用滑动测微计测量时，测量值经修正得到的是两个测标之间相对于 1m 的偏移量，各级荷载下的偏移量减去初始偏移量即为两个测标之间（1m 桩长）的应变值。

（4）桩侧土阻力和桩端土阻力。

根据各截面的桩身应变计算该截面各级荷载下的桩身轴力。计算桩身轴力时，应将零漂大、变化无规律的测点删除，以同一截面有效测点的应变平均值为该截面处的桩身应变，桩身应变与该截面处的桩身模量和截面积的乘积即为该截面处的桩身轴力。

相邻两个截面的桩身轴力差值即为两个截面间桩侧土在相应荷载下发挥出的总阻力。

单桩抗压静载试验时，最下部测试截面的轴力为测试截面以下桩侧和桩端在相应荷载下发挥出的总阻力。

当桩底设置压力盒时，由压力盒读数计算得到的应力为相应荷载下桩端单位面积发挥出的端阻力，其与桩端面积的乘积为相应荷载下桩端发挥出的总阻力。

（七）钻芯法检测

1. 适用范围

在电力工程原体试验中，钻芯法检测主要是应用于检测桩底沉渣厚度，判定或鉴别桩底持力层岩土性状；或静载试验结果异常而其他检测方法又难以判断桩身完整性时，用其检测桩身完整性。

2. 检测要求

钻芯法检测应符合下列要求：

（1）钻孔取样。检测桩底沉渣厚度时应采用双管单动钻具。

为确定桩端持力层有无软弱层、洞隙时，钻孔至桩端持力层的钻探深度不应小于 3 倍桩径。当 3 倍桩径大于 5m 时可钻至 5m；当 3 倍桩径小于 3m 时应钻至 3m。每回次进尺宜控制在 1.5m 内，钻取的芯样应按回次顺序放进芯样箱中并及时记录钻进情况，对芯样质量进行描述，对桩底沉渣以及桩端持力层详细编录。钻芯结束后，应对芯样及其标识进行拍照。

（2）芯样制备。试桩的每个钻芯孔取抗压试验的芯样不宜少于 3 组；上部芯样位置距桩顶设计标高不宜大于 1 倍桩径或 1.2m，下部芯样位置距桩底不宜大于 1 倍桩径或 1.2m，中间芯样宜等间距截取。缺陷位置能取样时，应截取一组芯样进行混凝土抗压试验。桩端持力层为中、微风化岩层且岩芯可制作成试件时，应在接近桩底部位 1m 内截取岩石芯样。每组芯样应制作三个芯样抗压试件，进行抗压强度试验。

3. 桩身混凝土强度评价

取一组三块试件强度值的平均值为该组混凝土芯样试件抗压强度代表值。芯样的抗压强度通常低于试桩施工时制作的试块的抗压强度，桩身混凝土强度应结合抗压静载试验时的最大加载、试桩施工情况、芯样和试块抗压强度等综合评价。

4. 桩端持力层性状评价

当岩石芯样试件个数大于或等于 3 个时，若满足其极差不超过平均值的 30%，取其平均值为岩石芯样试件单轴抗压强度代表值；若极差超过平均值 30%，取其中最小值为岩石芯样试件单轴抗压强度代表值。当岩石芯样试件个数少于 3 个时，只提供单个芯样试件强度值，不提供岩石芯样单轴抗压强度代表值。

桩端持力层性状应根据芯样特征、岩石芯样单轴抗压强度试验、抗压静载试验的最大加载以及其他原位测试成果综合判定。

5. 桩身完整性评价

试桩的单桩抗压静载试验未达到设计最大加载，芯样任一段松散或夹泥，或破碎段长度大于 10cm，可认为试桩的桩身完整性未达到设计要求。

二、地基处理原体试验检测

（一）振冲碎石桩复合地基

1. 施工前检测

在原体试验施工前，应进行填料的颗粒分析和试验区勘探。试验区勘探资料是评价试验区代表性的依据，也为地基处理效果的对比评价提供依据，故也将试验区勘探称为背景值检测。试验区地基土背景值检测的方法一般采用取样室内土工试验、标准贯入试验、重型（超重型）动力触探试验等原位测试及其他方法。

（1）取样试验。一般试验区宜布置不少于 3 个钻孔，深度应不小于拟处理深度以下 1m。对于可以取得原状土样的地基土，每个钻孔宜每米取样一件。土样室内土工试验项目包括密度、含水量、比重、液限、塑限、压缩模量等指标。试验区处理深度范围内的每层土应取扰动样 1～3 件做击实试验，确定各层土的最大干密度和最优含水量。

（2）标准贯入试验或重型（超重型）动力触探试

验。

1）当拟处理地层为砂类土、粉土、黏性土时，试验区应布置不少于3个标准贯入试验勘探点，勘探深度应不小于拟处理深度以下1m，每个勘探点沿深度方向宜每米作标准贯入试验一次。标准贯入试验勘探点可与取样勘探点结合。

2）当拟处理地层为松散碎石类土时，试验区宜布置不少于3个重型（超重型）动力触探试验勘探点，连续贯入深度至处理深度以下1m，记录每贯入10cm的锤击数。

（3）填料的颗粒分析。施工前宜对所采用的填料进行颗粒分析，测定填料中各粒组所占总质量的百分数，明了颗粒大小的分布情况，评价其作为填料的适宜性。

2. 处理后检测

振冲碎石桩复合地基处理后检测应包括如下主要内容：

（1）桩身检测。每组振冲桩复合地基原体试验的桩身检测不宜少于3根。一般采用重型（超重型）动力触探检测桩身密实程度，采用连续贯入法确有困难时，也可以与钻孔结合，每钻进1m做30cm的重型动力触探试验，直至桩底。

（2）桩间土检测。桩间土检测应在施工结束并间隔一定时间后进行，对粉土地基可取14～21d，对砂土和杂填土地基不宜少于7d。桩间土检测项目和方法同背景值检测，每个试验区不少于3个对应项目的检测点，检测位置宜布置在等边三角形或正方形的中心。

（3）复合地基承载力检测。振冲桩复合地基承载力检测宜采用单桩复合地基载荷试验。试验前的休止时间要求同桩间土检测，试验数量不少于3点。当各试验点的实测承载力特征值极差不大于其平均值的30%时，取其平均值作为复合地基的承载力特征值；如果极差超出30%，应分析原因，必要时增加单桩复合地基载荷试验的数量。

（二）挤密桩和柱锤冲扩桩复合地基

挤密桩和柱锤冲扩桩复合地基均是通过成孔、填料夯实使桩周围土体得到挤密。

1. 施工前检测

试验区施工前的检测方法一般采用取样作土工试验、现场作标准贯入试验、重型动力触探试验等原位测试。

填料为灰土、土或级配砂石的，应对填料作击实试验，确定填料的最大干密度和最优含水量。

（1）取样试验。对于处理地基土湿陷性的原体试验，试验区应布置2～3个探井，深度应不小于拟处理深度以下1m，每个探井每米取原状样1件，作土工试验获得密度、含水量、比重、液限、塑限、湿陷性等指标。每个探井每层土采用刻槽取样法取扰动样1件，做击实试验，确定地基土的最大干密度和最优含水量。对于非湿陷场地，试验区应布置不少于2个钻孔，深度应不小于拟处理深度以下1m；可取得原状样的土层，每个钻孔宜每米取样一件。作土工试验获得密度、含水量、比重、液限、塑限、压缩模量等指标。

（2）标准贯入试验和重型动力触探试验。试验区应布置不少于3个标准贯入试验勘探点，勘探深度应不小于拟处理深度以下1m，每个勘探点宜每米作标准贯入试验一次。标准贯入试验勘探点可与取样勘探点结合。

试验区宜布置不少于3个重型动力触探试验点，连续贯入至处理深度以下1m，记录每贯入10cm的锤击数。

（3）填料的击实试验。以土、灰土或级配砂石为填料的，应对填料作击实试验，确定填料的最大干密度和最优含水量，数量不宜少于3组。

2. 处理后检测

（1）桩身检测。桩身密实程度检测可采用取样测定干密度、标准贯入试验和重型动力触探试验等方法。每组原体试验每种检测方法检测数量不宜少于3根。以土、灰土为填料的桩宜每米取原状样1件，检测其密度和含水量，计算干密度，干密度与最大干密度的比值即为压实系数。可通过压实系数评价桩身的密实程度。标准贯入试验宜每米1次，采用重型动力触探检测桩身密实程度时，如果连续贯入确有困难，也可以与钻孔结合，每钻进1米做30cm的重型动力触探试验，直至桩底。

（2）桩间土检测。桩间土检测应在施工结束并间隔一定时间后进行，对粉质黏土地基间隔时间可取21～28d，对粉土地基可取14～21d，对砂土和杂填土地基，不宜少于7d。检测项目和方法同背景值检测，每个试验区不少于3个对应项目的检测点，检测位置宜布置在等边三角形或正方形的中心。对于处理地基土湿陷性的原体试验，应采用探井取样。

（3）复合地基承载力检测。挤密桩和柱锤冲扩桩复合地基承载力检测应采用单桩复合地基载荷试验。对于以灰土为填料的桩，单桩复合地基载荷试验宜在施工完成28d后进行，按相等变形确定承载力时，复合地基承载力特征值取相对变形值［沉降量/载荷板直径（s/d）或沉降量/载荷板宽度（s/b）］等于0.008所对应的压力。当各试验点的实测承载力特征值极差不大于其平均值的30%时，取其平均值作为单桩复合地基承载力特征值；如果极差超出30%，应分析原因，必要时增加载荷试验的数量。为了给复合地基设计优化提供依据，尚应做单桩静载试验和桩间土载荷试验，试验数量均不宜少于3个。

（三）素混凝土桩和水泥搅拌桩复合地基

素混凝土桩和水泥搅拌桩的桩体均有一定的粘结强度，通常对桩间土无加密作用，处理的目的主要是为了提高复合地基的承载力、降低压缩性。

1. 施工前检测

试验区勘察一般布置不少于 2 个勘探点，采用钻孔取样并辅于标准贯入试验、静力触探试验等原位测试方法。评价试验区与拟采用该地基处理方法的建（构）筑物区工程地质条件是否一致。

2. 处理后检测

（1）桩身检测。素混凝土桩可采用低应变法进行桩身完整性检测。由于原体试验的总桩数不多，为了评价施工工艺的适宜性，宜对所有的桩进行低应变法桩身完整性检测。素混凝土桩低应变法桩身完整性检测宜在施工 21d 后进行。水泥搅拌桩可在成桩后 3d 内用轻型动力触探（N_{10}）检查上部桩身的均匀性。检验数量宜不少于 3 根。试验场地开挖后，目测检查搅拌的均匀性，测量成桩直径。对于作静载荷试验的桩均应测量成桩直径。在成桩 28d 后，可用双管单动取样器钻取芯样作搅拌均匀性和水泥土抗压强度检验，检验数量不少于 3 根。

（2）复合地基承载力检测。复合地基承载力检测应采用单桩复合地基载荷试验。单桩复合地基载荷试验宜在施工 28d 后进行，当按相等变形确定承载力时，承载力特征值取沉降量/载荷板直径（s/d）或沉降量/载荷板宽度（s/b）等于 0.006～0.008 所对应的压力。为了给复合地基设计优化提供依据，尚应做单桩静载试验和桩间土载荷试验，试验数量均不宜少于 3 个。

（四）强夯法地基处理

通过强夯处理可以提高地基土的密实程度，减小最终沉降量，提高地基的承载力，全部或部分消除黄土的湿陷性。

1. 施工前检测

试验区施工前的检测方法一般采用取样作土工试验和现场作标准贯入试验、重型动力触探试验、波速测试等原位测试。

（1）取样试验。对于处理地基土湿陷性的原体试验，试验区应布置 3 个探井，深度应不小于拟处理深度以下 1m，每个探井沿深度方向每米取原状样 1 件，作密度、含水量、比重、液限、塑限、湿陷性等指标。每个探井每层土采用刻槽取样法取扰动样 1 件，作击实试验，确定地基土的最大干密度和最优含水量。

对于非湿陷场地，试验区可布置 2～3 个钻孔，深度应不小于拟处理深度以下 1m。对于可取得原状样的土层，每个钻孔宜每米取原状样一件作土工试验，以获取密度、含水量、比重、液限、塑限、压缩模量等指标。每层土取扰动样 1～3 件做击实试验。

（2）标准贯入试验和重型动力触探试验。对于细粒土，试验区应布置不少于 3 个标准贯入试验勘探点，勘探深度应不小于拟处理深度以下 1m，宜每米作标准贯入试验一次。标准贯入试验勘探点可与取样勘探点结合。

试验区宜布置不少于 3 个重型动力触探试验勘探点，连续贯入深度至处理深度以下 1m，记录每贯入 10cm 的锤击数。

（3）面波测试。可在试验区结合取样点和其他原位测试点布置波速测试点，一般不少于 6 点，测深大于拟处理深度。对于重型动力触探试验难以连续贯入的粗颗粒土层，波速测试是较为适宜的检测方法。

2. 处理后检测

强夯处理后的地基土检测应在施工结束一定时间后进行，对于碎石土和砂土地基，其间隔时间可取 7～14d，粉土和黏性土地基可取 14～28d。检测方法和要求与施工前检测相同。

处理后的承载力检测应采用平板载荷试验，载荷板面积不宜小于 $1m^2$，数量不少于 3 点。当需要按相等变形确定承载力时，承载力特征值取沉降量/载荷板直径（s/d）或沉降量/载荷板宽度（s/b）等于 0.01 时所对应的压力。

（五）换填垫层法

1. 施工前检测

施工前应对换填料作击实试验，确定换填料的最大干密度和最优含水量，对粗粒土做颗粒分析，确定其不均匀系数是否满足要求。

2. 施工过程中的检测

垫层在施工过程中必须分层检验每层的压实系数，符合设计要求后方可铺设下层土。对于砂土、灰土、粉煤灰可用环刀法检测密度和含水量，对于级配砂石、级配碎石等可以采用灌砂法或灌水法，每层的检测点不少于 3 点。

3. 施工后检测

垫层施工完成后宜间隔一定的时间再进行检测，对于级配砂石、级配碎石地基，其间隔时间可取 7～14d；土、灰土地基可取 14～28d。检测可采用动力触探试验、标准贯入试验等原位测试方法；根据原体试验区面积布置各项原位测试的数量，每种原位测试一般不少于 3 点。当采用钎探检测时，钎探点间距宜不大于 2m。

换填垫层的承载力检测应采用平板载荷试验，数量不少于 3 点，载荷板面积宜为 $1m^2$，当需要按相对变形确定承载力时，承载力特征值可取沉降量/载荷板直径（s/d）或沉降量/载荷板宽度（s/b）等于 0.01 所对应的压力。

第六节 原体试验成果报告

一、原体试验报告应包含的内容

电力工程原体试验报告一般包括以下内容：

（1）工程概况；

（2）工程场地的岩土工程条件；

（3）工程拟采用的地基处理及地基基础方案；

（4）原体试验方案；

（5）试验区的勘察及与相应建设地段工程地质条件的对比；

（6）原体试验施工情况及成果；

（7）原体试验检测、监测情况及成果；

（8）原体试验成果的综合分析；

（9）结论和建议；

（10）相关的图表和附件。

二、原体试验报告中施工的内容

原体试验报告施工的内容介绍一般包括如下内容：

（1）所采用的机具设备、人员数量、进场时间、开始施工的时间及完成时间；

（2）施工场地平面布置；

（3）所采用的建筑材料来源、现场加工及质量控制措施和实际执行情况；

（4）施工工艺方法及关键环节的质量控制措施和实际执行情况，施工过程中出现的问题及解决方法；

（5）安全、环境控制措施和实际执行情况；

（6）施工期间的监测情况；

（7）施工成果表；

（8）施工情况总结评价及建议。

三、原体试验报告中测试的内容

原体试验测试宜按测试方法分别叙述，一般包括如下内容：

（1）测试所依据的标准。

（2）测试设备。

（3）测试采用的方法。

（4）各测试点的测试情况及结果。

（5）相应的实测结果图表等。

（6）对于静载荷试验，应明确试验的反力方式及容许最大加载量，各试验点停止加载所满足的终止条件，确定承载力的方法及结果。应对每组试验的承载力进行统计分析。

四、原体试验成果综合分析的内容

原体试验成果综合分析一般包括如下内容：

（1）原体试验区代表性的综合分析评价。通过试验区勘探和原位测试成果，与相应建（构）筑物地段的地层分布和各层岩土的物理力学性质进行比较，分析评价试验区的代表性。

（2）所选施工工艺方法可行性、适宜性的综合分析评价。根据施工速度、过程质量控制、材料用量、施工安全与环境的可控性、施工质量检测成果，综合评价所选施工工艺方法的可行性、适宜性。对施工中出现的问题，给出解决方法和工程施工时需注意的事项。

（3）测试结果的数据分析。对于同一个指标，采用多种方法进行测试的，应分析确定最终采用的结果。

1）桩基础原体试验可利用低应变法、高应变法、钻芯法等检测结果，结合静载试验成果，对试验桩的桩身质量进行评价。

2）利用单桩竖向抗压静载试验和高应变法检测结果综合判定测试条件下的单桩竖向抗压承载力，并评价其结果一致性。

3）依据高应变检测划分的土阻力和桩身内力测试结果综合推荐各层土的摩阻力。

4）试验面与基底标高不一致时，计算基底标高以下有效桩长的单桩竖向抗压承载力。

5）依据配筋率、设计对水平位移的要求和单桩水平静载试验结果，确定单桩水平承载力特征值。

6）地基处理原体试验数据分析时，宜尽可能建立各种原位测试结果间及与土工试验结果间的相关性，综合评价地基处理后的密实程度和均匀性。

7）复合地基应评价由单桩复合地基载荷试验确定的承载力与复合计算得到的承载力的一致性，如不一致宜提出修正参数或修正方法。

8）应提出地基处理深度范围内土层的压缩模量，对不同地基处理方案进行综合比较，提出优化方案和设计参数等。

五、原体试验的结论和建议

原体试验的结论一般包括：原体试验区的代表性；所选施工工艺方法的可行性、适宜性；原体试验条件下的测试成果及评价。

原体试验的建议一般包括：工程施工中需注意的事项；建议采用的设计参数及注意事项；建议工程施工中宜采用的检测方法等。

第八章

岩土工程分析评价与成果报告

岩土工程分析评价是岩土工程勘察工作的重要组成部分，包括对原位测试和室内土工试验的成果进行整理、处理，提供代表性岩土工程设计、施工参数的过程。

岩土工程分析评价应在搜集资料、工程地质测绘与调查、勘探、原位测试、工程物探、土工试验等工作的基础上，结合电力工程建设项目规模、勘察等级、场地布置、建（构）筑物等级，根据不同勘察阶段和岩土工程勘察等级的要求进行，并应全面了解工程特点、建（构）筑物荷载情况和变形控制要求，准确提供建设场地的工程地质条件，详细收集地区和电力行业的类似工程经验，对岩土工程问题进行客观的分析评价，做到结论有据、建议合理。

第一节 岩土工程分析评价基本要求

一、岩土工程分析评价内容

电力工程建设项目岩土工程分析评价包括以下主要内容：

（1）根据建设项目区域地质构造、地震效应、不良地质作用等，分析电力工程厂（站）址或架空输电线路场地的稳定性与适宜性。

（2）分析评价岩土体、地下水的工程条件、工程性质、主要物理力学性质指标，为地基基础设计、地基处理等岩土工程设计提供场地地层结构和地下水空间分布的参数、岩土体工程性质和状态的设计参数。

（3）建（构）筑物地基稳定性分析及治理的建议。

（4）建（构）筑物地基基础设计、地基处理设计与施工，以及不良地质作用等整治方案。

（5）岩土工程施工与运行中，基坑开挖、施工降水、边坡支护、人工地基施工等问题。

（6）预测拟建工程施工和运营过程中可能出现的岩土工程问题，并提出相应的防治对策和措施以及合理的施工方法。

（7）提出边坡工程、地下洞室等各项岩土工程方案设计的建议。

（8）预测拟建工程对现有工程的影响、工程建设产生的环境变化，以及环境变化对工程的影响。

二、岩土工程分析评价要求

岩土工程分析评价应符合以下主要要求：

（1）了解建（构）筑物类别、建设规模、总平面布置、建（构）筑物类型和结构特点、基底荷载，以及工艺对岩土工程条件的要求等。

（2）掌握场地宏观地质背景，正确划分岩土体单元或地层，考虑岩土材料的非均一性、岩土几何参数的不确定性，以及岩土性质可能随时间、环境、施工而产生变化的不稳定性。

（3）应吸取当地建筑经验和标准，对扩建和改建的电力工程建设项目应吸取前期岩土工程的实践经验。

（4）电力工程主要建（构）筑物，应以原体试验的成果作为岩土工程分析与计算的主要依据。

三、岩土工程分析评价方法

岩土工程分析评价的方法分为定性分析和定量分析。

（一）定性分析

定性分析是岩土工程分析评价的首要步骤和基础。对下列问题可仅作定性分析：

（1）断裂构造活动对厂（站）址或架空输电线路场地稳定性的影响。

（2）特殊地质条件对厂（站）址或架空输电线路场地的适宜性，如地面沉陷、地裂缝、滑坡的影响等。

（二）定量分析

定量分析应在定性分析的基础上进行，定量分析可采用定值法。对特殊工程需要时可辅助概率法进行综合评价。对下列问题宜作定量分析：

（1）岩土体的变形性状及极限值。

（2）岩土体的强度、稳定性及其极限值，包括斜

坡及地基的稳定性。

（3）岩土压力及岩土体中应力的分布与传递。

（4）其他各种临界状态的判定问题。

四、岩土工程计算要求

岩土工程计算应符合以下要求：

（1）对于评价岩土体地基承载力，边坡、支护结构及建（构）筑物地基稳定性等问题，应按承载能力极限状态计算。

（2）对于岩土体的变形、动力反应、透水性和涌水量等问题，应按正常使用极限状态进行计算。

第二节　场地及地基稳定性分析

一、场地稳定性分析

建设场地稳定性分析是电力工程建设项目初步可行性研究阶段及可行性研究阶段岩土工程勘察的重要内容，目的是避免工程建设项目建造在不稳定的地段上。重要工程的建设场地（如火力发电厂、枢纽变电站或换流站等）一旦失稳，将会造成极为严重的影响后果。因此，建设场地稳定性分析是岩土工程勘察的工作重点之一。

1. 区域地壳稳定性分析

区域地壳稳定性分析的主要工作是按 GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定，判定建筑场地内及其附近有无全新活动断裂，并评价划分场地属于建筑抗震有利地段、建筑抗震一般地段、建筑抗震不利地段和建筑抗震危险地段，提供建筑场地类别和岩土的地震稳定性（如滑坡、崩塌、液化和震陷特性等）评价。

2. 地面沉降区稳定性分析

在地面沉降持续发展地区，应搜集地面沉降历史资料，预测地面沉降发展趋势，提出对场地稳定性的影响和建（构）筑物应采取的措施。

3. 位于边坡上的建（构）筑物的稳定性分析

位于边坡上的建（构）筑物，应查明岩土的种类、软弱层的分界线、主要结构面的类型、地下水类型、岩土的渗透性及地下水的出露情况等，提出边坡稳定性计算参数，进行边坡的稳定性分析，预测工程建设和人工活动引起的边坡稳定性的变化，对不稳定边坡提出整治措施和监测建议。

二、地基稳定性分析

地基稳定性分析一般包括坡顶建筑地基稳定性、平地建筑地基稳定性分析及地基抗水平滑动的稳定性分析等三个方面的内容。

1. 坡顶建筑地基稳定性分析

一般电力工程建（构）筑物基础上通常承受竖向荷载，设计时满足了地基承载力要求，一般也就同时满足了地基稳定性条件。但是在斜坡上的建（构）筑物以及挡土结构和高大建（构）筑物还承受较大的水平荷载，这就需要验算地基的整体稳定性。

位于稳定土质边坡坡顶上的建筑，当垂直于坡顶边缘线的基础底面边长小于或等于 3m 时，其基础底面外边缘线至坡顶的水平距离（图 8-1 中 a）应符合下列要求，并不得小于 2.5m：

（1）条形基础底面外边缘线至坡顶的水平距离应符合式（8-1）要求：

$$a \geqslant 3.5b - d/\tan\beta \tag{8-1}$$

（2）矩形基础底面外边缘线至坡顶的水平距离应符合式（8-2）要求：

$$a \geqslant 2.5b - d/\tan\beta \tag{8-2}$$

式中　a——基础底面外边缘线至坡顶的水平距离，m；

b——垂直于坡顶边缘线的基础底面边长，m；

d——基础埋置深度，m；

β——边坡坡角，(°)。

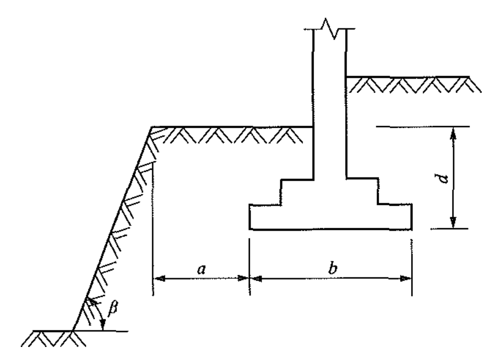


图 8-1　基础底面外边缘线至坡顶的水平距离示意

建（构）筑物建筑在土质边坡体上，且边坡坡角大于 45°，坡高大于 8m 时，应按式（8-3）进行边坡稳定性验算。

$$M_R/M_S \geqslant 1.2 \tag{8-3}$$

式中　M_R——最危险的滑动面上各力对滑动中心所产生的抗滑力矩；

M_S——最危险的滑动面上各力对滑动中心所产生的滑动力矩。

坡顶建筑地基稳定性验算方法一般采用图解法，首先在已知边坡及建（构）筑物基础条件（基础宽度、埋深及荷载）的断面上找出危险滑动面的位置，该滑动面在均质土层条件下可假定为通过坡趾的滑弧，然后根据建（构）筑物基础埋深位置进行稳定性判断。如建（构）筑物基础埋深位置位于危险滑动面以下，则建筑地基是稳定的；如建（构）筑物基础埋深位置位于滑动面以上，则必须进行稳定性验算。

2. 平地建筑地基稳定性分析

在平地建（构）筑物基础受竖向和水平向荷载共同作用下而地基内又存在软土或软土夹层时，应进行地基整体滑动稳定性验算。

3. 地基抗水平滑动的稳定性分析

当水平荷载较大而竖向荷载相对较小时，一般需验算地基抗水平滑动稳定性，并应满足式（8-4）的要求（图 8-2）：

$$K=(p\tan\delta+cbl+p_{p}ld_{h})/H \tag{8-4}$$

式中 K——抗滑稳定性安全系数，一般为 1.2～1.3；

H——作用于基础顶面的水平力，kN；

p——作用于基础上的竖向荷载，kN；

δ——基础与土接触摩擦角，(°)；

c——地基土黏聚力，kPa；

p_p——基础侧面被动土压力，kPa；

d_h——基础高度，m；

b——基础宽度，m；

l——基础长度，m。

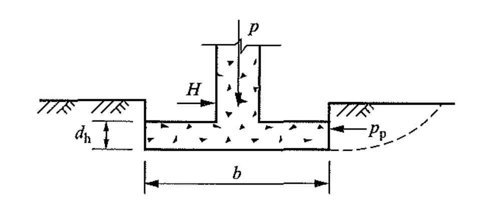


图 8-2 抗水平滑动验算

第三节 岩土工程参数的分析确定

岩土工程参数的分析与确定是岩土工程勘察内业工作的重要组成部分。通过对原位测试和室内试验数据进行处理、加工，提出设计及施工参数，是岩土工程勘察分析评价的重要依据。

岩土参数的统计与确定应以原位测试和室内试验成果为依据，结合场地岩土工程条件、工程特点，保证统计正确，精度满足使用要求，对地基承载力特征值等重要参数，应采用多种方法综合确定。

一、岩土参数分析与统计

1. 岩土参数的统计步骤

（1）划分岩土体统计单元。

（2）选取统计样本，去掉失真的数据。

（3）统计和计算平均值或加权平均值、标准差或加权标准差。

（4）剔除计算统计数据中的粗差。

（5）重复步骤（3）、（4），直至粗差剔尽。

（6）计算变异系数，评价其变异性。

（7）整编、分析统计成果，确定岩土参数。

2. 划分岩土体统计单元应考虑的因素

（1）具有同一地质年代、成因类型，属同一地质构造部位的地层。

（2）具有基本相同的矿物成分、结构构造、物理力学性质与建筑性能的岩土体。

（3）具有描述、取样、试验或测试方法、设备工作状态、取值标准等因素的相似性。

（4）其他影响岩土性质的因素基本相似。

3. 岩土体参数统计

岩土体参数统计样本的容量，每个主要岩土体单元不应少于 6 个样本。火力发电厂、变电站（换流站）主要建（构）筑物地段，每个主要岩土体单元不宜少于 10 个样本。岩土体参数统计值的修约间隔或有效位数见表 8-1。

表 8-1 参数统计值的有效位数

参数名称	参数符号	单位符号	精度
土的天然含水量	w	%	0.1
土的密度	ρ	g/cm^3	0.01
土的重度	γ	kN/m^3	0.1
土粒比重	G_s	—	0.01
土的天然孔隙比	e	—	0.001
土的孔隙率	n	%	0.1
土的饱和度	S_r	%	0.1
土的液限、塑限	w_L、w_P	%	0.1
土的液性指数	I_L	—	0.01
土的塑性指数	I_P	—	0.1
土的缩限	w_s	%	0.1
粘粒含量	—	%	0.1
最大孔隙比	e_{max}	—	0.001
最小孔隙比	e_{min}	—	0.001
相对密实度	D_r	%	0.01
不均匀系数	C_u	—	0.1
曲率系数	C_c	—	0.1
有效粒径	d_{10}	mm	0.001
土的水平渗透系数	k_h	cm/s	有效数三位$\times10^{-n}$
土的垂直渗透系数	k_v	cm/s	有效数三位$\times10^{-n}$
内摩擦角	φ	(°)	0.1
有效内摩擦角	φ'	(°)	0.1
黏聚力	c	kPa	1
有效黏聚力	c'	kPa	1

续表

参数名称	参数符号	单位符号	精度
孔隙水压力	u	kPa	1
无侧限抗压强度	q_u	kPa	1
土的灵敏度	S_t	—	1
压缩系数	a	MPa^{-1}	0.01
体积压缩系数	m_v	MPa^{-1}	0.01
土的压缩模量、变形模量	E_s、E_0	MPa	0.1
压缩指数、回弹指数	C_c、C_s	—	0.01
先期固结压力	p_c	kPa	1
固结系数	C_v	cm^2/s	有效数三位$\times 10^{-n}$
静止土侧压力系数	K_0	—	0.01
湿陷系数	δ_s	—	0.001
自重湿陷系数	δ_{zs}	—	0.001
溶滤变形系数	δ_{wt}	—	0.001
自由膨胀率	δ_{ef}	%	0.01
某级荷载下膨胀土的膨胀率	δ_{ep}	%	0.01
土的膨胀力	p_e	kPa	1
土的竖向线缩率	δ_s	%	0.1
土的收缩系数	λ_s	—	0.01
最优含水量	w_{op}	%	0.1
土的最大干密度	ρ_{dmax}	g/cm^3	0.01
压实系数	λ_c	—	0.01
岩石吸水率	w_a	%	0.1
岩石干燥单轴极限抗压强度	R_c	MPa	1
岩石的饱和极限抗压强度	R_b	MPa	1
岩石软化系数	K_R	—	0.01
岩石静弹性模量	E	GPa	0.1
岩石动弹性模量	E_d	GPa	0.1
岩石单位弹性抗力系数	K_0	MN/m^3	1
岩石弹性抗力系数	K	MN/m^3	1

岩土体参数统计应计算统计参数的平均值、标准差、变异系数，给出范围值及样本容量等。

剔除非相关型数据粗差时，每剔除一个粗差数据，应重新计算平均值、标准差，直至粗差剔尽为止。粗差数据的剔除方法宜采用戈罗伯斯（Grubbs）检验法；当样本容量小于或等于30时，亦可用狄克松（Dixon）检验法（即极差比检验法），但同一工程宜采用同一种方法。

剔除粗差时，宜采用单侧检验的方法，并应遵守有利安全的原则。对某些评价性指标，也可采用双侧检验的方法。采用双侧检验的方法时，置信度 α 宜取0.05。

按戈罗伯斯检验法剔除粗差后，统计工作结束；当按狄克松检验法剔除粗差时，在粗差剔尽后，再重新进行平均值或加权平均值、标准差或加权标准差的计算。

地基主要受力层的主要参数应按式（8-5）计算其变异系数，按式（8-6）计算其加权变异系数，并按表（8-2）评价其变异性。

$$\delta = \frac{\sigma_f}{f_m} \tag{8-5}$$

$$\delta_w = \frac{\sigma_{wf}}{f_{wm}} \tag{8-6}$$

式中　δ——变异系数，取值见表8-2；

σ_f——标准差；

f_m——平均值；

δ_w——加权变异系数；

σ_{wf}——加权标准差；

f_{wm}——加权平均值。

表8-2　非相关型参数变异性评价

变异系数 δ	$\delta<0.1$	$0.1\leqslant\delta<0.2$	$0.2\leqslant\delta<0.3$	$0.3\leqslant\delta<0.4$	$\delta\geqslant0.4$
变异性	很低	低	中等	高	很高
均匀性	很均匀	均匀	一般	不均匀	很不均匀

主要岩土体参数的变异系数δ可按表8-3控制，当变异系数 δ 超过表8-3的规定时，应重新考虑分层的合理性。

表8-3　主要岩土体参数的变异系数 δ 控制表

岩土体参数	变异系数 δ	岩土体参数	变异系数 δ	岩土体参数	变异系数 δ
压缩模量 E_s	0.35	内摩擦角 φ	0.25	黏聚力 c	0.30
压缩系数 a	0.30	液限 w_L	0.10	重度 γ	0.05
孔隙比 e	0.10	轻型动力触探击数 N_{10}	0.35	标准贯入试验击数 N	0.30

二、岩土参数的确定

岩土参数的确定是岩土工程勘察分析评价的关

键。岩土参数主要有以下两大类：

（1）评价指标。用以评定岩土性状，作为划分地层鉴定类别的主要依据，如土的塑性指数，主要是用平均值作为对土定名依据；

（2）计算指标。用于岩土工程和地基基础设计，预测岩土体在荷载作用和自然条件下的力学状态及变化趋势，指导施工监测等，如内摩擦角、黏聚力等，主要是用标准值来进行计算。

对岩土参数的基本要求是可靠与适用。可靠是指参数能正确地反映岩土体在规定条件下的性状，能比较有把握地估计参数真值所在区间。适用性是指参数能满足岩土力学计算的假定条件和计算精度要求。

岩土参数应以统计成果为基础，并应结合下列条件综合确定：

（1）参数的类别、稳定性或者变异性、用途以及参数间的相互关系；

（2）测试、取样与试验条件及方法；

（3）勘察阶段、建（构）筑物类别与性质、设计特点及工程条件；

（4）岩土体单元在地基中的位置与范围及对建（构）筑物变形、稳定性的影响；

（5）岩土体的稳定性或者变异性；

（6）岩土体在施工及使用期间可能发生的变化。

统计修正系数应按式（8-7）计算：

$$\gamma_s = 1 \pm \left(\frac{1.704}{\sqrt{n}} + \frac{4.678}{n^2} \right) \delta \tag{8-7}$$

式中　n——区段或层位范围内指标的个数。

标准值应按式（8-8）计算：

$$f_k = \gamma_s f_m \tag{8-8}$$

岩土参数的选用应选取适当的统计指标，并符合下列要求：

（1）评价岩土性状的指标，如天然含水量、天然重度等，应选用指标的平均值；

（2）正常使用极限状态计算所需的岩土参数指标，如压缩模量、渗透系数等，宜选用指标的平均值，当变异性较大时，可根据经验做适当调整；

（3）承载能力极限状态计算所需要的岩土参数，如岩土的抗剪强度指标、静力载荷试验的极限承载力等，应选用指标的标准值；

（4）容许应力法计算所需的岩土参数指标，应根据计算和评价的方法确定，可选用指标的平均值，并根据经验做适当调整。

第四节　地基基础方案分析

建（构）筑物地基基础方案分析应按地基复杂程度、建（构）筑物安全等级、结构类型、荷载大小区别对待。在确定建筑场地或建（构）筑物地基岩土工程条件的基础上，提出岩土体利用、整治和改造的建议。

首先应进行地基承载力分析计算，必要时尚应进行地基变形计算，分析采用天然地基的适宜性。当不宜采用天然地基或天然地基方案不尽合理时，进一步选择适宜的人工地基或桩基础。

对于人工地基或桩基础，应根据岩土工程条件重点分析、论述各方案的技术性、经济性及施工工艺的可行性等情况。对两个或两个以上方案，应进行技术和经济论证后推荐优选方案。当采用成熟经验或原体试验成果进行地基基础设计时，应根据各建筑地段和不同建（构）筑物基础下的地层条件，分析存在的岩土工程差异，对设计参数提出意见和建议。

一、天然地基的适宜性分析

根据建（构）筑物的总平面布置图，对建（构）筑物位置下的岩土层性状进行分析。

1. 评价地基岩土的承载能力

作为天然地基，应有足够的强度。地基承载力的确定既要考虑地基土工程特性，也要考虑建（构）筑物设计等级。

（1）对一级建（构）筑物应以载荷试验结果为主，并辅以理论公式计算、原位测试成果、地区及工程经验综合确定。

（2）不需要作变形计算的二级建（构）筑物，可根据室内试验、原位测试结果结合工程及地区经验确定。

（3）需要作变形计算的二级建（构）筑物，宜根据载荷试验或其他有成熟经验的原位测试方法确定。

（4）三级建（构）筑物，可根据室内试验指标或邻近建（构）筑物的经验确定。

2. 评价地基土变形量

地基土变形量是确定可否采用天然地基的另一个重要条件。地基在建（构）筑物荷载作用下产生压缩变形，会引起基础下沉。建（构）筑物按其结构特点和使用上的要求，允许地基适当下沉，称为允许变形值。为了控制建（构）筑物的沉降量、沉降差和倾斜，岩土工程勘察应提供地基土的沉降计算参数，以供计算地基沉降量。其计算方法常采用分层总和法，即基础最终沉降量等于基础下面压缩范围内各土层分层压缩量的总和。

建（构）筑物在施工期间完成的沉降量，对于碎石土或砂土可认为其最终沉降量已完成 80%以上；对于其他低压缩性土可认为已完成最终沉降量的 50%～80%；对于中压缩性土可认为已完成 20%～50%；对于高压缩性土可认为已完成 5%～20%。

3. 分析地基均匀性

地基均匀性也是天然地基应考虑的因素。作为天

然地基要求建（构）筑物基础底面下压缩层的土质条件基本一致，即地基在同样的受力条件下，其沉降基本均匀。对于岩土组合的地基，如有坡度较大的基岩、密布并出露的石芽、埋伏的大孤石等，均属不均匀地基，需要采取措施调整其均匀性，否则会影响建（构）筑物的安全。

4. 分析评价深基坑开挖边坡稳定性

分析评价深基坑开挖边坡稳定性和对邻近建(构)筑物的安全影响，提出采取的防护措施和有关设计参数。必要时，对锚杆、护坡桩等支护方案进行分析论证。

5. 分析施工降水的可能性

当地下水位高于建（构）筑物基础埋深时，分析施工降水的可能性，提供降水设计需要的参数，并对降水方案进行论证。

6. 设计及施工等方面的建议

根据建设场地和地基条件，提出建（构）筑物地基基础设计（包括地基基础类型、变形控制、基础埋深等）及施工等方面的建议，必要时，提出对监测工作的建议。

二、地基处理与要求

当建（构）筑物的地基承载力小，变形量大或不均匀，不宜作为天然地基时，应根据建（构）筑物荷载情况及地基土的性状选择合适的地基处理方案。应从加固原理、适用范围、预期处理效果、耗用材料、施工机械、工期要求和对环境的影响等方面进行技术经济分析和对比，选择适宜的地基处理方法。

对已选定的地基处理方法，应按建筑地基基础设计的等级和场地复杂程度以及地区已有工程经验，在建设场地有代表性的区域进行相应的现场试验或试验性施工，并进行必要的原位测试，以检验设计参数和处理效果。如达不到设计要求时，应查明原因，修改设计参数或调整地基处理方案。

三、桩基础分析评价

桩基础的分析和评价主要包括以下内容：

（1）采用桩基础的适宜性，包括安全性、经济性、合理性等。

（2）对桩的类型、桩的直径和长度提出建议。应充分考虑施工条件、沉桩临界深度、沉桩可能性、沉桩对周围环境将产生的不良影响等；对特殊桩型应说明其适用范围。

（3）对桩端持力层的选择进行分析论证。包括对持力层的性质、厚度、均匀性等进行分析评价后提出适合具体工程的建议。

（4）推荐单桩极限侧阻力和端阻力值，并应进行单桩竖向抗压极限承载力的估算，同时分析桩侧产生负摩阻力的可能性及其对桩基础的影响；对于承受水平荷载的建（构）筑物，尚应进行单桩水平极限承载力的估算。

（5）提供桩基础沉降计算参数，估算单桩和群桩的沉降量、沉降差及倾斜。

第五节　地基承载力的确定

一、确定地基承载力的原则

地基承载力应根据岩土的类型、岩土层的均匀性、地下水位变动、应力历史、建（构）筑物加荷特点等因素，按下列原则确定：

（1）对一级建（构）筑物或缺乏成熟经验的特殊性土，应采用理论计算法结合原位测试方法确定，并宜用载荷试验验证；

（2）对需要变形计算的二级建（构）筑物可采用理论计算法结合原位测试方法确定；

（3）对不需要进行变形计算的二级建（构）筑物可采用地区经验法并结合有关原位测试方法确定；

（4）对三级建（构）筑物可采用地区经验或邻近建（构）筑物的工程经验确定。

二、按平板载荷试验确定地基承载力特征值

在平板载荷试验加荷过程中，土体一般经历直线变形阶段、塑性区逐步发展阶段以及破坏阶段，当出现破坏时，沉降急剧增大，土体向侧向挤出，沉降速率不能稳定。

地基承载力特征值的确定应符合下列规定：

（1）当荷载–沉降曲线（p–s）上有比例界限时，取该比例界限所对应的荷载值。

（2）满足终止加载条件时，其对应的前一级荷载定为极限荷载，当该值小于对应比例界限的荷载值的2倍时，取极限荷载值的一半。

（3）不能按上述两条要求确定时，可取 s/d=0.01～0.015 所对应的荷载值，但其值不应大于最大加载量的一半。

同一土层参加统计的试验点不应少于三点，各试验实测值的极差不应超过其平均值的30%，取此平均值作为该土层的地基承载力特征值。

三、按公式确定地基承载力

当偏心距 $e \leqslant 0.033$ 倍基础底面宽度时，根据土的抗剪强度指标确定地基承载力特征值，可按式（8-9）计算，并应满足变形要求。

$$f_a=M_b\gamma b+M_d\gamma_m d+M_c c_k \tag{8-9}$$

式中 f_a——由土的抗强度指标确定的地基承载力特征值，kPa。

M_b、M_d、M_c——地基承载力系数，可按表 8-4 确定。

b——基础底面宽度，m。当基础底面宽度大于 6m 时按 6m 取值；对于砂土，当基础底面宽度小于 3m 时按 3m 取值。

d——基础埋置深度，m。

γ——基础底面以下土的重度，kN/m^3。地下水位下取有效重度。

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，kN/m^3。以厚度为权重，地下水位下取有效重度。

c_k——基底下一倍短边宽深度内土的黏聚力标准值，kPa。

表 8-4　地基承载力系数 M_b、M_d、M_c

土的内摩擦角标准值 φ_k（°）	M_b	M_d	M_c
0	0	1.00	3.14
2	0.03	1.12	3.52
4	0.06	1.25	3.51
6	0.10	1.39	3.71
8	0.14	1.55	3.93
10	0.18	1.73	4.17
12	0.23	1.94	4.42
14	0.29	2.17	4.69
16	0.36	2.43	5.00
18	0.43	2.72	5.31
20	0.51	3.06	5.66
22	0.61	3.44	6.04
24	0.80	3.87	6.45
26	1.10	4.37	6.90
28	1.4	4.93	7.40
30	1.90	5.59	7.95
32	2.60	6.35	8.55
34	3.40	7.21	9.22
36	4.20	8.25	9.97
38	5.00	9.44	10.80
40	5.80	10.84	11.73

注　φ_k 为基底下一倍短边宽深度内土的内摩擦角标准值（°）。

当基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的地基承载力特征值，应深宽修正。

四、按地区经验确定地基承载力

在有些行业和地方设计规范或勘察规范中常给出了一些土类的地基承载力表，使用时可以根据勘察成果从表中查得所需的地基承载力值，但应注意这些地基承载力的局限性。

行业和地方规范推荐的地基承载力表一般是根据现场载荷试验资料统计得到的，有些表则是根据工程经验归纳的。即使是依据载荷试验资料得到的地基承载力值，也仅仅是某些地区的经验，用于全国各地时不一定都能很好地符合实际情况。因此，要进行试验复核、工程检验，以积累使用规范地基承载力表的经验。

依据岩土工程勘察报告中对土的类别、状态、密度等的描述，从地基承载力表查得地基承载力，见表 8-5 和表 8-6；依据岩土工程勘察报告中土的物理力学指标，从地基承载力表查得地基承载力，见表 8-7～表 8-11；依据勘察报告中土的原位测试结果从地基承载力表查得地基承载力，见表 8-12～表 8-15。

表 8-5　岩石承载力经验值　（kPa）

岩石类别	风化程度		
	强风化	中等风化	微风化
硬质岩石	500～800	800～2000	≥2000
软质岩石	250～400	400～700	800～1000

表 8-6　碎石土承载力经验值　（kPa）

土的名称	密实度		
	稍密	中密	密实
卵石	300～500	500～800	800～1000
碎石	250～400	400～700	700～900
圆砾	200～300	300～500	500～700
角砾	200～250	250～400	400～600

注　1. 表中数值适用于骨架颗粒空隙全部由中砂、粗砂或硬塑状态的黏性土或稍湿的粉土所充填；

2. 当粗颗粒为中等风化或强风化时，可按其风化程度适当降低承载力，当颗粒间呈半胶结状时，可适当提高承载力。

表 8-7　淤泥和淤泥质土承载力经验值

天然含水量 w（%）	36	40	45	50	55	65	75
承载力经验值（kPa）	100	90	80	70	60	50	40

表 8-8　　素填土承载力经验值

压缩模量 E_s（MPa）	7	5	4	3	2
承载力经验值（kPa）	160	135	115	85	65

注　本表只适用于堆填时间超过十年的黏性土，以及超过五年的粉土。

表 8-9　　粉 土 承 载 力 基 本 值　　（kPa）

第一指标孔隙比 e	第二指标含水量 w（%）						
	10	15	20	25	30	35	40
0.5	410	390	(365)				
0.6	310	300	280	(270)			
0.7	250	240	225	215	(205)		
0.8	200	190	180	170	(165)		
0.9	160	150	145	140	130	(125)	
1.0	130	125	120	115	110	105	(100)

注　1. 有括号者仅供内插用；
　　2. 在湖、塘、沟谷与河漫滩地段新近沉积的黏性土，其工程性能一般较差，应根据当地实践经验取值。

表 8-10　　黏性土承载力基本值　　（kPa）

第一指标孔隙比 e	第二指标液性指数 I_L					
	0	0.25	0.50	0.75	1.00	1.20
0.5	475	430	390	(360)		
0.6	400	360	325	295	(265)	
0.7	325	295	265	240	210	170
0.8	275	240	220	200	170	135
0.9	230	210	100	170	135	105
1.0	200	180	100	135	115	
1.1		160	135	115	105	

注　1. 有括号者仅供内插用；
　　2. 在湖、塘、沟谷与河漫滩地段新近沉积的黏性土，其工程性能一般较差。第四纪晚更新世（Q_3）及其以前沉积的老黏性土，其工程性能通常较好。这些土均应根据当地实践经验取值。

表 8-11　　红黏土承载力基本值　　（kPa）

土的名称	第二指标液塑比 $I_r=\frac{w_L}{w_p}$	第一指标含水比 $a_w=\frac{w}{w_L}$					
		0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
红黏土	≤1.7	380	270	210	180	150	140
	≥2.3	280	200	160	130	110	100
次生红黏土		250	190	150	130	110	100

注　本表仅适用于定义范围内的红黏土。

表 8-12　　砂类土承载力经验值　　（kPa）

土类	N			
	10	15	30	50
中、粗砂	180	250	340	500
粉、细砂	140	180	250	340

表 8-13　　黏性土承载力标准值 f_k　　（kPa）

N	3	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23
f_k	105	145	190	235	280	325	370	430	515	600	680

表 8-14　　黏性土承载力标准值 f_k　　（kPa）

N_{10}	15	20	25	30
f_k	105	145	190	230

注　N_{10} 表示轻型动力触探锤击数。

表 8-15　　素填土承载力标准值　　（kPa）

N_{10}	15	20	30	40
f_k	85	115	135	160

注　本表只适用于黏性土与粉土组成的素填土。

第六节　变 形 计 算

一、地基的允许变形

根据建（构）筑物地基基础设计等级及长期荷载作用下地基变形对上部结构的影响程度，地基基础设计应符合下列规定：

（1）设计等级为甲级、乙级的建（构）筑物均应按地基变形设计；

（2）设计等级为丙级的建（构）筑物有下列情况之一时应作变形验算：

1）地基承载力特征值小于 130kPa，且体型复杂的建筑；

2）在基础上及其附近有地面堆载或相邻基础荷载差异较大，可能引起地基产生过大的不均匀沉降时；

3）软弱地基上的建（构）筑物存在偏心荷载时；

4）相邻建筑距离近，可能发生倾斜时；

5）地基内有厚度较大或厚薄不均的填土，其自重

固结未完成时。

地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜。由于建筑地基不均匀、荷载差异很大、体型复杂等因素引起的地基变形，砌体承重结构应由局部倾斜值控制；框架结构和单层排架结构应由相邻柱基的沉降差控制。

二、地基最终沉降量计算

地基最终沉降量一般由以下三部分组成：

（1）初始沉降（也称瞬时沉降），是地基受到荷载作用时，立即发生的沉降。

（2）固结沉降（又称主固结沉降），是饱和的或接近饱和的所有细粒土排水固结而产生的沉降。

（3）次固结沉降，一般在排水固结阶段后，由于在新的有效应力状态下，土粒结构的调整以及结合水膜的塑性变形引起的缓慢的蠕变。

电力工程建（构）筑物地基沉降计算通常只考虑固结沉降。

1. 采用 e–p 曲线计算

地基最终沉降量计算见式（8-10）。

$$s=\sum_{i=1}^{n}\frac{e_{0i}-e_{1i}}{1+e_{0i}}\Delta h_i \tag{8-10}$$

式中 s——地基最终沉降量，mm；

e_{0i}——未受基础荷载前，地基第 i 层土分层中点自重应力作用下稳定时的孔隙比；

e_{1i}——受基础荷载后，地基第 i 层土分层中点自重应力与附加应力作用下稳定时的稳定孔隙比；

n——地基变形计算深度范围内所划分的土层数；

Δh_i——土分层厚度，宜为 0.5～1.0m。

2. 采用压缩模量计算

地基沉降量计算见式（8-11）。

$$s=\psi_s s'=\psi_s\sum_{i=1}^{n}\frac{p_0}{E_{si}}(z_i\bar{a}_i-z_{i-1}\bar{a}_{i-1}) \tag{8-11}$$

式中 s'——按分层总和法计算出的地基沉降量，mm。

ψ_s——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可根据变形计算深度内的压缩模量的当量值（$\bar{E}_s$）、基底附加压力按表 8-16 取值。

p_0——相应于作用的准永久组合时基础底面处的附加压力，kPa。

E_{si}——基础底面下第 i 层土的压缩模量，MPa。应取土的自重压力至自重压力与附加压力之和的压力段计算。

z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 i–1 层土底面的距离，m。

a_i、a_{i-1}——基础底面计算点至第 i 层土、第 i–1 层土底面范围内平均附加应力系数，可按 GB 50007《建筑地基基础设计规范》有关规定取值。

表 8-16 沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压力	$\bar{E}_s$				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0\geqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0\leqslant 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

变形计算深度范围内压缩模量的当量值（$\bar{E}_s$），应按照式（8-12）计算：

$$\bar{E}_s=\frac{\sum A_i}{\sum\frac{A_i}{E_{si}}} \tag{8-12}$$

式中 A_i——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

3. 采用 e–lg$p$ 曲线计算

（1）正常固结土。地基沉降量计算按下式计算：

$$s=\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{1+e_{0i}}\left[C_{ci}\lg\left(\frac{p_{czi}+p_{zi}}{p_{czi}}\right)\right] \tag{8-13}$$

式中 H_i——第 i 层分层厚度（mm）；

e_{0i}——第 i 层土的初始孔隙比；

C_{ci}——第 i 层土的压缩指数，从 e–lg$p$ 压缩曲线上求得；

p_{czi}——第 i 层土自重应力的平均值，kPa；

p_{zi}——第 i 层土附加应力平均值，kPa。

（2）超固结土。地基沉降量计算按下列情况计算。

1）当 $p_{zi}+p_{czi}>p_{ci}$ 时，地基沉降量计算见式（8-14）。

$$s_n=\sum_{i=1}^{n}\frac{H_i}{1+e_{0i}}\left[C_{si}\lg\left(\frac{p_{ci}}{p_{czi}}\right)+C_{ci}\lg\left(\frac{p_{czi}+p_{zi}}{p_{ci}}\right)\right] \tag{8-14}$$

2）当 $p_{zi}+p_{czi}\leqslant p_{ci}$ 时，地基沉降量计算见式（8-15）。

$$s_m=\sum_{i=1}^{m}\frac{H_i}{1+e_{0i}}\left[C_{si}\lg\left(\frac{p_{czi}+p_{zi}}{p_{czi}}\right)\right] \tag{8-15}$$

式中 n——分层计算沉降时，压缩土层中 $p_{zi}+p_{czi}>p_{ci}$ 时的分层数；

m——分层计算沉降时，压缩土层中 $p_{zi}+p_{czi}\leqslant p_{ci}$ 时的分层数；

C_{si}——第 i 层土的回弹指数；

p_{ci}——第 i 层土的前期固结压力，kPa。

3）当地基压缩层范围内有上述两种情况的土层，则地基总沉降量为上述两部分之和，即 $s=s_n+s_m$。

第七节　岩土工程勘察报告

一、勘察报告编写的一般规定

岩土工程勘察报告应以全部勘察资料为依据，宜按勘察阶段编写。岩土工程勘察报告所依据的原始资料和利用资料应经过整编、检查、分析、鉴定，确认无误后方可使用。

编写岩土工程勘察报告应符合下列要求：

（1）层次分明、表述清楚，图表清晰，计算正确，论证充分，结论明确，建议技术可行、安全适用、经济合理、针对性强。

（2）采用统一规定的名词、术语、计量单位。

（3）文字论述、图件、照片、表格内容等应互相吻合、相辅相成、前后呼应。

岩土工程勘察报告所附图表应与工程类型、勘察阶段、任务要求等相适应。当工程需要时，可根据要求针对专门性的岩土工程问题编写专题报告，必要时也可将相关资料、文件作为附件或附录。简单场地的勘察报告内容可适当简化，对于工程规模小且工程地质条件简单的工程可将勘察阶段合并。

二、勘察报告基本内容

1. 概述

包括任务来源、拟建工程概况、勘察目的、任务要求。

勘察报告应对拟建工程的性质及特点进行全面阐述，包括建筑类别、拟采用的基础类型、基础埋深及对沉降变形有无特殊要求等。

2. 依据或参考的技术标准、勘察方法和勘察工作布置

结合拟建工程性质、设计要求和相关规范选择的勘察手段、方法需阐明其确定的原则与依据。除常规勘探手段（主要包括钻探、静力触探试验、圆锥动力触探试验）外，必要时布置的槽探、现场载荷试验、十字板剪切试验、旁压试验、波速测试及工程物探等特殊勘探手段的目的、试验方法等均应有详细的阐述。

勘察工作量应有详细的说明，包括布置原则，勘察工作量完成情况，勘探孔的类别、数量、深度，取试样（土试样、岩石试样、水试样）的质量、数量及室内试验项目、原位测试的质量、数量等。

3. 区域地质、地震地质、不良地质作用、环境岩土工程问题、场地稳定性和适宜性的评价

应分析及评价在自然条件下建设场地断层分布的可能性；在施工过程中因挖方、填方、堆载和卸载对山坡稳定性的影响；出现滑坡、崩塌、泥石流等不良地质作用的可能性；场地和地基的地震效应。勘察报告应评价上述因素对场地稳定性的影响程度及建筑工程的适宜性。

勘察报告应重视分析和评价采空区、岩溶与塌陷、地面沉降及塌陷、地下水、土污染等环境岩土工程问题。分析和评价拟建工程建设可能受到的影响程度及处理措施。

4. 场地地形地貌、地质构造、地层结构、岩土性质及其均匀性

不同的地形、地貌单元能综合反映地区岩性、构造及水文地质现象的差异，因此勘察报告应对场地现代地形的起伏情况、原始地形的变迁、河塘分布、地面高程和坡度、微地貌的变化及地貌类型等自然地理环境、古地理环境进行分析。

不同的成因及环境形成的岩土层，其物理力学性质的差异是非常明显的，如山前坡洪积地层、湿陷性黄土地层、滨海软土地层等，因此勘察报告应对场地岩土层成因及形成环境进行深入的分析和研究，特别是由于成因及形成环境差异大导致岩土工程条件变化大时，应对岩土体进行分区说明。

除了自上而下描述岩土层成因年代、土性、分布范围、埋藏深度、厚度及垂直方向的分布规律外，还应分析、描述岩土层水平方向的分布规律及变化规律，并结合岩土层的物理力学指标及原位测试结果评价地基岩土水平方向的均匀性。另外，还应对厚度小于0.5m的特殊标志层或其工程性质对拟建工程设计、施工将会产生不良影响的夹层（或透镜体）及对工程影响较大的地层（如浅基础的人工填土、坑底淤泥等、桩基础的桩端持力层等）进行重点描述及分析，如场地位于基岩出露地区或山区，则应叙述其地质构造、地层岩性、风化程度等情况。

对于特殊性岩土，包括湿陷性黄土、软土、新近沉积土、填土、膨胀岩土、盐渍岩土、多年冻土、风化岩和残积土等，应重点分析、评价其成因、类型、分布范围及特殊的工程性质和特殊的物质组成，分析、描述地层在垂直方向和水平方向的分布规律及变化规律，并结合岩土层的物理力学指标及原位测试结果评价地基的均匀性。

5. 各项岩土性质指标统计分析，岩土的强度参数、变形参数、地基承载力的建议值

通过整个岩土工程勘察所得到的原位测试参数和室内试验数据进行分析、统计处理，提供岩土工程设计及施工参数。

岩土参数的确定还应结合场地岩土工程条件、工程特点，保证统计正确，精度满足使用要求，对地基承载力特征值、变形计算等重要参数，应采用多种方

法综合确定。

6. 地下水类型、埋藏情况、水位变幅及其变化

岩土工程勘察报告中应对地下水对工程建筑（特别是深基坑工程）的影响进行分析和评价。

地下水对基础稳定性的影响评价主要表现在渗透稳定性和水压力作用稳定性两个方面。由于渗透力的作用，使岩土体产生流砂和管涌现象而失去稳定性，因此，涉及深基坑工程的勘察报告应提供土的颗粒组成、颗粒级配曲线、不均匀系数等，评价流砂和管涌的影响。

由于水压力作用使基础产生上浮或基坑突涌从而导致基础失稳，因此，涉及深基坑工程的勘察报告应提供深部承压水头和孔隙水压力，评价基础底板突涌和结构上浮的影响。

7. 场地土和地下水的腐蚀性评价

所取的地下水、土试样应有代表性，且应满足规范要求。应根据场地气候、土层渗透性、干湿交替和冻融交替情况准确评价场地的环境类别，查明、分析不同埋藏条件下的水、土中的离子含量及 pH 值、总矿化度等环境介质的测试结果。

根据建设场地环境类别和水、土的试验指标及GB 50021《岩土工程勘察规范》分析、判定不同埋藏条件下的水、土对建筑材料的腐蚀性，对于因受污染而导致地下水和土对建筑材料有腐蚀性的场地，应分析、评价受污染的程度、范围、污染发展趋势，必要时应建议水、土对建筑材料腐蚀的防护措施。

8. 地基稳定性分析

当考虑建（构）筑物的总平面布置时，首先应分析每个建（构）筑物在场地中的位置上是否存在不稳定因素或不良地质作用，并分析这些问题的严重性可能对建（构）筑物产生的影响。当总平面方案确定后，应对每个建（构）筑物的地基进行详细勘察和对其建筑的适宜性做出评价。当地基存在不利因素时，宜采取避、防、治、用的综合处理原则。

9. 地基基础形式分析

建（构）筑物地基基础方案分析应按地基复杂程度、建（构）筑物安全等级、结构类型、荷载大小区别对待。在确定建筑场地或建（构）筑物地基岩土工程条件的基础上，提出岩土体利用、整治和改造的建议。

首先应分析采用天然地基的适宜性，不宜采用天然地基或天然地基方案不尽合理时，进一步选择适宜的人工地基或桩基础。

对于人工地基或桩基础，应进行技术和经济论证后推荐优选方案。当采用成熟经验或原体试验成果进行地基基础设计时，应根据各建筑地段和不同建（构）筑物基础下的地层条件，分析存在的岩土工程差异，对设计参数提出意见和建议。

10. 结论及建议

岩土工程勘察报告应对场地岩土工程条件进行总体评价，对主要问题进行扼要总结，如对场地的稳定性、适宜性及主要不良地质作用的评价，对基础方案的最终意见，报告遗留问题及注意事项等；应对场地岩土利用、整治和改造的方案进行分析论证并提出建议；应对工程施工和使用期间可能发生的岩土工程问题进行分析和预测，提出监控和预防的建议，以便于设计人员和施工人员对可能发生的岩土工程问题予以重视，并采取必要的预防措施。

三、电力工程勘察报告编写要点

（一）火力发电厂、变电站（换流站）各阶段勘察报告编写要点

（1）初步可行性研究阶段。本阶段勘察报告应分别阐述拟选或候选厂（站）址的主要工程地质条件，重点对厂（站）址稳定性、不良地质作用、环境岩土工程问题等进行初步分析，对厂（站）址的稳定性、适宜性和地基条件做出基本评价，提出是否适宜工程及厂（站）址方案的比选意见和建议。

（2）可行性研究阶段。本阶段勘察报告应对厂（站）址或站址稳定性和适宜性做出最终评价，进一步对不良地质作用和环境岩土工程问题做出评价，对厂（站）址的工程地质条件做出综合评价，确定地基类型，提出总平面布置优化建议，对地基基础方案进行论证。

（3）初步设计阶段。本阶段勘察报告应对厂（站）址工程地质条件进行全面的论述、分析与评价，应对总平面布置的优化提出最终建议，对主要建（构）筑物地基基础方案、不良地质作用的整治、原体试验等提出推荐意见。

（4）施工图设计阶段。本阶段勘察报告应按不同建筑地段分别做出岩土工程评价，对岩土利用、整治、改造的方案进行分析论证并提出建议，重点提出地基基础设计、不良地质作用的整治等所需的岩土技术参数，对工程施工和运行期间可能发生的岩土工程问题进行预测，提出监测和预防措施的建议。

（二）架空输电线路各阶段勘察报告编写要点

（1）可行性研究阶段。本阶段勘察报告应重点对拟选路径沿线的地基岩土分布、地下水条件、矿产压覆、不良地质作用及环境岩土工程问题进行初步分析，对路径方案、重要跨越方案及转角的可行性、适宜性进行论证，在综合比较的基础上推荐较优的路径方案。

（2）初步设计阶段。本阶段勘察报告应分段对路径沿线岩土条件进行综合分析论证，对主要地基

基础方案提出建议，必要时提出线路避绕或治理措施的建议。

（3）施工图设计阶段。本阶段勘察报告应针对具体塔位的工程地质条件，提供地基基础设计、不良地质作用整治等所需的岩土设计参数，按塔位提供工程地质条件明细表，对工程施工和运行期间可能发生的岩土工程问题提出监测和预防措施的建议。

第八节　图件的编制

一、岩土工程勘察主要图件

岩土工程勘察主要图件包括平面图类图件、剖面图类图件、综合图表类图件、原位测试图表类图件、桩基础测试类图件，具体见表 8-17。

表 8-17　　岩土工程勘察主要图件

图件类别	主要图件名称
平面图类图件	勘探点平面布置图； 地质图； 地貌图； 综合工程地质图； 综合水文地质图； 工程地质分区图； ××面标高等值线图； ××标高岩性切面图； 地下水水位等值线图； 实际材料图
剖面图类图件	实测工程地质剖面图； 工程地质剖面图； 钻孔柱状图； 综合地层柱状图； 地质柱状图； 探槽展示图； 探井展示图
综合图表类图件	实测工程地质剖面图； 工程地质剖面图； 钻孔柱状图； 综合地层柱状图； 地质柱状图； 探槽展示图； 探井展示图
原位测试图表类图件	载荷试验综合成果图表； 静力触探试验综合图； 圆锥动力触探综合图； 标准贯入试验曲线图； 十字板剪切试验曲线图； 旁压试验成果图； 扁铲侧胀试验成果图； 波速测试成果图表； 现场直剪试验综合成果图表； 点载荷试验成果表
桩基础测试类图件	单桩静载荷试验图表； 高应变测试成果图表； 低应变测试成果图表； 桩身内力测试成果图表

1. 火力发电厂岩土工程勘察宜编绘的图件

火力发电厂岩土工程勘察编绘的图件见表 8-18。

表 8-18　火力发电厂岩土工程勘察宜编绘的图件

图件类别	图件名称	勘察阶段			
		初步可行性研究阶段	可行性研究阶段	初步设计阶段	施工图设计阶段
平面图件	勘探点平面布置图	○	√	√	√
	综合工程地质图	○	○		
	工程地质分区图		○	○	○
	××面标高等值线图			○	○
	××标高岩性切面图				○
	地下水水位等值线图				○
剖面图件	工程地质剖面图	○	√	√	√
	钻孔柱状图	○	○	○	○
	综合地层柱状图	○	○		
	地质柱状图		○	○	○
	探槽展示图		○	○	○
	探井展示图		○	○	○
综合图表	勘察综合成果图表			○	○
	勘探点一览表	○	√	√	√
	节理裂隙统计图表		○	○	○
桩基础测试图表	单桩静载荷试验图表			○	○
	高应变测试成果图表			○	○
	低应变测试成果图表			○	○
	桩身内力测试成果图表			○	○

注　√为应编制；○为需要时编制。

2. 变电站岩土工程勘察编绘的图件

变电站项目岩土工程勘察编绘的图件宜符合表 8-19 的要求。对于勘察工作量较小、工程地质条件简单的项目，可只编绘岩土工程勘察综合成果图表。

表 8-19　变电站项目岩土工程勘察宜编绘的图件

图件类别	图件名称	勘察阶段		
		可行性研究阶段	初步设计阶段	施工图设计阶段
平面图件	勘探点平面布置图	○	√	√
	综合工程地质图	○	○	○
	工程地质分区图	○		

续表

图件类别	图件名称	勘察阶段		
		可行性研究阶段	初步设计阶段	施工图设计阶段
剖面图	工程地质剖面图	○	√	√
	钻孔柱状图	○	○	○
	地质柱状图	○		
综合图表	勘察综合成果图表		○	○
	勘探点一览表		○	○
	节理裂隙统计图表	○	○	○
原位测试图表	静力触探试验综合图	○	○	○
	圆锥动力触探综合图	○	○	○
	标准贯入试验曲线图	○	○	○

注 √为应编制；○为需要时编制。

3. 架空输电线路岩土工程勘察编绘的图件

对于特高压架空输电线路可行性研究阶段、初步设计阶段岩土工程勘察，需要时可编绘地质柱状图、静力触探试验综合图；施工图设计阶段岩土工程勘察应编绘架空特高压输电线路塔基工程地质条件综合成果图表，需要时可编绘地质柱状图、静力触探试验综合图、工程地质剖面图。

对于电压等级750kV及以下架空输电线路工程初步设计阶段岩土工程勘察，需要时可编绘地质柱状图、静力触探试验综合图；施工图设计阶段岩土工程勘察应编绘塔基工程地质条件一览表，需要时可编绘地质柱状图、静力触探试验综合图。

二、其他岩土工程勘察图件编绘

1. 综合水文地质图

综合水文地质图宜包括下列内容：

（1）地层时代、成因类型、地层分界线、岩层产状；

（2）褶皱和断层的性质、展布、产状；

（3）地貌单元形态及其界线，不良地质作用的类型、形态、分布；

（4）民井、泉点、水文地质试验井孔、其他水文地质点的位置及编号；

（5）水文地质分区界线、编号；

（6）地下水分水岭线、地下水流向；

（7）控制性勘探点的平面位置、编号、地面高程；

（8）坐标线与地形等高线；

（9）厂址范围轮廓线；

（10）方向标、图例、表格与水文地质分区说明等。

编绘综合水文地质图宜符合下列要求：

（1）应以水文地质测绘、勘探、试验等资料为依据；

（2）对工程建设可能造成危害的地质因素，宜在图内适当位置放大表示或列表说明。

2. 实测工程地质剖面图

实测工程地质剖面图应包括下列内容：

（1）勘探点的剖面位置、编号、地面高程、勘探深度；

（2）岩性图案填充，地层时代、接触关系及其分界线，岩层产状，岩石的风化程度及其分界线；

（3）褶皱、断层的性质、产状；

（4）地形、地貌形态及界线；

（5）水平与竖直标尺，剖面两端对应地面坐标、高程，剖面段方位；

（6）场平标高线，基底标高线，地下水位，图例。

编绘实测工程地质剖面图宜符合下列要求：

（1）以勘探点成果和实地测绘资料为主要依据；

（2）制图时剖面水平摆置宜左起右终或上起下终；

（3）地面线应与实际地形一致；

（4）岩性填充宜依据岩层产状表示视倾角，并标注实测产状。

3. 地质柱状图

地质柱状图宜包括下列内容：

（1）井孔的位置编号、坐标、地面高程、勘探深度与井孔线；

（2）岩土层层序、层底深度、层厚、层底高程、柱状图、比例、综合描述，岩层风化符号；

（3）取样的类别、位置，原位测试的类别、位置，标贯击数；

（4）地下水稳定水位。

编绘地质柱状图宜符合下列要求：

（1）编绘地质柱状图应以整编的井孔资料为依据；

（2）当钻孔过深且岩性均一时，可将其主要持力层下深度断开画出，但应按实际尺寸标注。

第九章

现场检验与监测

现场检验与监测是构成岩土工程勘察系统的一个重要环节，其主要工作在施工和运营期间进行，可以视为一种特殊勘察方法，主要目的在于保证工程质量和安全，提高工程效益。

现场检验的含义包括施工阶段对先前岩土工程勘察成果的验证核查以及岩土工程施工监理和质量控制。现场监测则主要包含施工作用和各类荷载对岩土反应性状的监测、施工和运营中的结构物监测和对环境影响的监测等方面。

现场检验与监测所获取的资料可以反求出某些工程技术参数，并以此为依据及时修正设计，使之在技术和经济方面优化。此项工作主要是在施工期间进行，但对有特殊要求的工程以及一些对工程有重要影响的不良地质作用，应在建（构）筑物竣工运营期间继续进行。

第一节　现　场　检　验

一、概述

现场检验通常是指建（构）筑物等在施工阶段，根据基坑（槽）开挖揭露的实际地质情况，对岩土工程勘察成果与评价建议等进行的检查与校核。当发现地基开挖后基底岩土层与岩土工程勘察成果有出入或揭露施工时发现地质条件异常时，应提出处理意见和建议措施。必要时，尚应进行施工阶段的补充勘察工作。现场检验还应包括岩土工程专业技术人员对地基基础施工提供技术要求与指导，以及施工质量的控制及检验。

1. 检验目的

现场检验目的是使岩土工程与地基基础设计、地基处理、施工等与岩土工程实际条件相符合，以确保工程质量，总结岩土工程勘察经验，提高岩土工程勘察水平。

2. 检验内容

现场检验通常包括以下内容：

（1）基坑（槽）开挖后基坑（槽）的基底土或侧壁土的检验；

（2）地基改良与加固处理过程中及处理后对处理质量、方法、设备、材料及处理效果的检验；

（3）桩基础中基桩的施工质量检验。

二、基坑（槽）检验

1. 基坑（槽）检验的任务

天然地基的基坑（槽）开挖后，均应经检验合格后方能进行下一步基础施工工作，以防基底下隐藏与岩土工程勘察报告不相符合的异常地质情况，给建（构）筑物安全留下隐患。基坑（槽）检验的任务如下：

（1）检验岩土工程勘察报告中所提供的各项工程地质条件及结论建议是否与基坑（槽）开挖揭露的地质情况相符；

（2）当发现基坑（槽）开挖地质条件与岩土工程勘察报告和设计文件不一致或遇到异常情况时，应结合具体地质条件提出处理意见；

（3）解决施工图设计阶段岩土工程勘察报告中未能解决的遗留工程问题。

2. 基坑（槽）检验的主要内容

建（构）筑物基坑（槽）开挖完成后第一时间，建设单位、设计单位、勘察单位、监理单位和施工单位应共同对开挖基底揭露的地质情况进行现场检验，核对基坑（槽）位置、尺寸和基底标高是否与设计图纸要求一致，然后察看地基土层情况是否与岩土工程勘察报告一致。

3. 基坑（槽）检验的注意内容

（1）检查坑底地基土质时，应仔细观察刚开挖的、结构未被破坏的原状土，检验人员应挖土检验，冬期施工时尚应注意坑底土是否有冰冻现象。基坑（槽）检验应避免基底土受到扰动。

（2）为了保持地基土的天然状态，严禁基坑（槽）内积水浸泡，如发现积水，应立即排除，并检验淹没处地基土质。当不能满足设计要求时，应采取措施进

行处理。

（3）当基坑（槽）开挖揭露情况与岩土工程勘察报告不相符且需要进行补充勘察时，应充分考虑到补充勘察工作对已开挖基坑（槽）土质与邻近已有建（构）筑物造成的影响，并对勘探孔按相应要求进行回填。

三、基桩检验

基桩检验主要是针对不同工程的桩体，对桩身及桩端揭露土层的现场检验或鉴定。基桩检验应包括以下主要内容：

（1）对打入式桩、静力压桩，应提供经确认的施工过程有关参数。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差等检验。

（2）对混凝土灌注桩，应提供施工过程有关参数，包括原材料的力学性能检验报告，试件留置数量及制作养护方法、混凝土抗压强度试验报告、钢筋笼制作质量检查报告。施工完成后尚应进行桩顶标高、桩位偏差等检验。

（3）人工挖孔桩终孔时，应进行桩端持力层检验。单柱单桩的大直径嵌岩桩，应视岩性检验孔底下 3 倍桩身直径或 5m 深度范围内有无土洞、溶洞、破碎带或软弱夹层等不良地质条件。

（4）施工完成后的工程桩应进行桩身完整性检验和单桩竖向抗压承载力检验。承受水平力较大的桩应进行水平承载力检验，抗拔桩应进行抗拔承载力检验。

（5）桩身完整性检验宜采用两种或多种合适的检验方法进行。直径大于 800mm 的混凝土嵌岩桩还宜根据情况采用钻孔抽芯法或声波透射法检测，检测桩数不少于总桩数的 10%，且不少于 10 根，每根柱下承台的抽检桩数不少于 1 根。直径不大于 800mm 的桩以及直径大于 800mm 的非嵌岩桩，可根据桩径和桩长的大小，结合桩的类型和当地经验采用钻孔抽芯法、声波透射法或动测法进行检测，检测的桩数不少于总桩数的 10%，且不少于 10 根。

（6）竖向承载力检验的方法和数量可根据地基基础设计等级和现场条件，结合当地可靠的经验和技术确定。复杂地质条件下的工程桩单桩竖向抗压承载力的检验一般采用静载荷试验，试验桩数不少于同条件下总桩数的 1%，且不少于 3 根。大直径嵌岩桩的承载力可根据终孔时桩端持力层岩性检验报告结合桩身质量检验报告核验。

（7）水平受荷桩和抗拔桩承载力的检验桩数不少于同条件下总桩数的 1%，且不少于 3 根。

（8）岩石锚杆完成后应进行抗拔承载力检验，检验数量不得少于锚杆总数的 5%，且不少于 6 根。

四、地基处理质量检验

1. 概述

电力工程建设项目建（构）筑物常用地基处理方法有换土垫层法、预压法、强夯法、注浆法、碎（砂）石桩法、挤密桩法、搅拌桩法等。

当处理范围较大且对处理后的地基土层性质要求较高时，应对地基土及时进行现场平板载荷试验检验，并宜进行竖向增强体的质量检验。当处理范围较小且地基处理施工质量较易控制时，除进行载荷试验外，也可采用钻探、原位测试、室内土工试验等方法来完成。处理后地基的均匀性检验深度不应小于设计处理深度。

2. 地基处理效果检验规定

地基处理效果检验应符合下列规定：

（1）地基处理后平板载荷试验的数量，应根据建设场地复杂程度和工程重要性确定。对于简单场地或中等复杂的一般电力工程建设项目建（构）筑物，每个单体工程载荷试验检验点不宜少于 3 点；对复杂场地或重要建（构）筑物应增加载荷试验检验点数，满足对地基土质量检验要求，并满足相应规范要求。

（2）在压实填土的施工过程中，应分层取样检验土的干密度和含水量。检验点数量，对大基坑每 50～100m^2 面积内不应少于一个检验点；对一般基坑（槽）每 10～20m 不应少于一个检验点。采用贯入仪或圆锥动力触探试验检验垫层的施工质量时，分层检验点的间距应小于 4m；根据检验结果求得的压实系数，不应低于 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的规定。

（3）对回填风化岩、残积土、建筑垃圾等特殊土，应采用剪切波速、超重型圆锥动力触探试验、深层载荷试验等多种方法综合评价。

（4）对遇水易软化、崩解的风化岩、膨胀性土等特殊土层，除根据试验数据评价地基承载力外，尚应评价由于试验条件与实际条件的差异对检测结果的影响。

（5）经预压处理的软弱地基，在预压前、预压后应分别进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。预压处理地基承载力一般应由现场载荷试验确定。

（6）强夯地基的处理效果应采用载荷试验结合其他原位测试方法进行检验。强夯置换的地基承载力检验除应采用单墩载荷试验检验外，尚应采用圆锥动力触探试验等方法查明施工后土层密度随深度的变化。

（7）砂石桩、振冲碎石桩的处理效果应采用复合地基载荷试验检验。大型工程及重要建（构）筑物也可采用多桩复合地基载荷试验检验，桩间土应在处理后采用圆锥动力触探试验、标准贯入试验、静力触探试验等原位测试方法检验。砂石桩、振冲碎石桩的桩

体密实度可采用圆锥动力触探试验方法检验。

（8）水泥搅拌桩成桩后可进行轻型圆锥动力触探试验和标准贯入试验结合钻取岩芯、分段取芯作抗压强度试验评价桩身质量。

（9）搅拌桩复合地基承载力检验应进行单桩载荷试验和复合地基载荷试验。

（10）复合地基应进行桩身完整性和单桩竖向抗压承载力以及单桩或多桩复合地基载荷试验，施工工艺对桩间土承载力有影响时还应进行桩间土承载力检验。

第二节 现 场 监 测

一、概述

1. 现场监测目的

现场监测是对自然或人为作用引起岩土性状、周围环境条件（包括工程地质条件、水文地质条件等）及相邻建（构）筑物、设施等发生变化进行的各种观测工作。现场监测是岩土工程服务于电力工程建设的重要环节，目的是在一定的时间空间内，通过某一种或多种实际观测手段和方法认识、了解、掌握监测对象因人为活动或自然现象的影响程度、变化规律和发展趋势，以便及时采取相应的防治措施，反馈信息，积累经验。

2. 现场监测范围

电力工程建设项目现场监测包括如下范围：

（1）对地基基础设计等级为甲级所对应的建（构）筑物，如火力发电厂主厂房、锅炉、烟囱、冷却塔等应进行监测；

（2）属于复杂场地，且采用天然地基的，建（构）筑物地基基础设计等级为乙级所对应的建（构）筑物宜进行监测；

（3）坝高大于 30m 的贮灰场灰坝体（基），以及后期子坝应进行监测；

（4）建筑场地存在大面积填土宜在一定期间对地面进行长期监测；

（5）对边坡、滑坡整治，深基坑支护及其开挖，输水洞室工程，可视需要进行现场监测。

3. 现场监测内容

电力工程建设项目现场监测包括如下内容：

（1）深基坑开挖后基底回弹隆起及坑壁变形监测；

（2）挤土桩打桩过程中的土体及邻桩的隆起与位移，地基加固过程中引起的孔隙水压力变化以及对临近建（构）筑物的影响；

（3）建（构）筑物施工及运行后的变形监测；

（4）贮灰坝体（基）运行期间的地基稳定性监测；

（5）地下水情况监测。

现场监测工作应在充分了解岩土工程勘察成果、设计方案和要求、施工组织设计及施工工艺的基础上拟定监测工作计划（监测大纲），并应采用适宜的手段、方法在确定的周期或时限内进行。

二、建（构）筑物沉降监测

1. 沉降监测内容

建（构）筑物沉降监测包括如下内容：

（1）了解有关建（构）筑物的设计条件、自然条件，包括岩土性状、气象条件、地下水和运行特点；

（2）确定监测基准点和沉降观测点的设计方案；

（3）对施工过程中各阶段进行实际观测和沉降计算；

（4）整理、分析观测资料，应确定并提出观测结果建议。

2. 沉降观测的测量要求

沉降观测应采用精密水准或静力水准测量方法，其观测的仪器、方法、限差等应符合 GB 12897《国家一、二等水准测量规范》的规定。

3. 沉降观测的基准点布置

沉降观测的基准点应布置在不受压力、振动等影响的稳定地段，并应保证在整个观测周期内不产生变化。基准点和工作基点的数量在每一测区不应少于 3 个。当监测范围较大时，可适当增加其数量并使之构成水准网。

4. 监测点的布设规定

建（构）筑物沉降监测点布设应符合下列规定：

（1）建（构）筑物四角及沿墙周边每 8～12m 应布置观测点；

（2）锅炉、汽机、主变压器等重型设备四周宜布置观测点；

（3）烟囱、冷却塔、煤（油）仓（罐）等圆形建（构）筑物应在基础对称轴上布设观测点，且数量不应少于 4 个；

（4）建（构）筑物受相邻建筑以及不均匀沉降影响地段（部位）宜布设观测点。

5. 沉降观测时间间隔及次数

沉降观测时间间隔及次数应视沉降量及沉降速率而确定，观测应从建（构）筑物基础底板施工完开始，一般直至沉降稳定为止。

6. 沉降观测资料整理

沉降观测资料应及时整理、计算、分析，验证观测计算数据，确定建（构）筑物沉降的程度及沉降速率和规律。同时，应提交下列成果资料：

（1）实际测量观测和计算成果图（表）；

（2）沉降观测点平面布置图（表）；

（3）沉降速度–时间–沉降量、荷载–时间–沉降量关系曲线图（表）；

（4）建（构）筑物等沉降量图（表）；

（5）沉降观测分析结果文字报告。

三、贮灰坝体（基）监测

1. 贮灰坝体（基）监测规定

贮灰坝体（基）监测工作应对其可能影响的坝体安全运行因素进行监测，并应符合下列规定：

（1）应全面搜集贮灰坝的岩土工程勘察、试验、设计、施工资料，除灰运行及其他资料，并在此基础上进行监测项目或监测系统的方案设计；

（2）根据监测方案（监测大纲）选择适宜的监测仪器设备，进行统一的调试率定，并应详细地埋设监测基准点，布置监测工艺和流程；

（3）监测项目或监测系统运行后应随时检查仪器设备运行情况，按监测方案（监测大纲）实施监测数据的采集，并应及时对数据进行分析、整理。

2. 监测内容

根据火力发电厂贮灰场及灰坝的设计类型、运行特点，监测宜包括下列内容：

（1）浸润线、渗流压力及渗流量监测；

（2）坝体表面及内部的沉降、位移、倾斜等坝体（基）变形监测；

（3）坝体及坝基岩土或粉煤灰应力分布及变形速率等应力应变的监测；

（4）其他监测，包括灰库水位、常规水文及气象要素、堆灰长度与厚度、除灰量及灰水比等方面的监测。

3. 渗流监测规定

渗流监测应以灰坝体运行期间的渗流规律、在渗流作用下坝体的稳定性、渗透破坏的可能性为重点。监测工作应符合下列规定：

（1）浸润线、渗流压力及渗流量监测应采用布设测压管及观测孔进行监测；

（2）测压管应布设在灰坝最大横断面或有代表性的剖面，且每一断面不应少于 3 孔，并可根据实际情况在坝肩、排水棱体及上、下游排渗设施上布设；

（3）测压管及观测孔的孔径和深度设计应考虑灰坝土体及粉煤灰的沉积特性，应确保观测精度；

（4）浸润线及水位观测时间，在灰场运行期间宜为每月 1～2 次。

4. 坝体变形监测规定

坝体变形监测应观测坝体表面的水平、垂直方向位移、沉降，应包括初期坝、坝基和各级子坝的位移变形，并应符合下列规定：

（1）坝体表面变形观测应采用精密几何水准测量方法进行，其精度控制应符合 GB 12897《国家一、二等水准测量规范》的有关规定；

（2）观测布设应选取最大横断面，并应考虑坝体结构、地质条件等因素，且观测横断面不宜小于 3 条，纵断面不宜少于 4 条；

（3）观测网中的基准点及观测点的布置要求可按 GB 12897《国家一、二等水准测量规范》的规定执行；

（4）坝体表面观测时间在灰场运行期正常时宜为每年 2～4 次，但在坝体裂缝、裂隙跟踪监测时可加密进行。

5. 坝体及坝基的应力与应变监测

坝体及坝基的应力与应变监测应观测灰场运行期间的孔隙水压力，并应符合下列规定：

（1）孔隙水压力计和土压力计应选择最大断面或有代表性的断面布设，且不应少于 2 条，每条断面的点数可视条件布置；

（2）当监测项目为综合内容时，孔隙水压力计和土压力计可与渗流观测点、线布设在同一位置上；

（3）在灰场运行期间其观测时间宜为每年 4～6 次。

四、地下水监测

1. 地下水监测内容

建设场地存在下列情况之一时，应进行地下水监测：

（1）因地下水位的升降可能改变岩土物理力学性质，并可能影响施工及建（构）筑物稳定性时；

（2）当地下水质存在严重污染，可能对人员、建筑材料产生严重影响时；

（3）因地下水变化，对工程施工产生严重影响，并可能导致变更设计时；

（4）因工程降水、大量开采地下水（源）或地下水位升高，当可能导致地面沉陷、建（构）筑物失稳时等。

2. 地下水位的监测规定

地下水位监测应符合下列规定：

（1）应监测水位变化幅度及地下水与地表水的联系；

（2）监测点可采用居民井、钻孔（探井）、地下水天然露头进行；

（3）对于系统动态观测时间不应少于 1 个水文年，应每周观测一次，雨季应加密观测。

3. 地下水水质的监测规定

地下水水质监测应了解地下水的物理及化学成分变化、污染源途径，以及对混凝土和钢筋混凝土结构、金属构件的污染腐蚀程度。

五、基坑监测

1. 基坑监测的项目

基坑支护设计应根据支护结构类型和地下水控制

方法，按表9-1选择基坑监测项目，并根据支护结构的具体形式、基坑周边环境的重要性及地质条件的复杂程度确定监测点部位及数量。选用的监测项目及其监测部位应能够反映支护结构的安全状态和基坑周边环境受影响的程度。

表9-1 基坑监测项目选择

基坑监测项目	基坑支护结构的安全等级		
	一级	二级	三级
支护结构顶部水平位移	应测	应测	应测
基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路沉降	应测	应测	应测
基坑地面沉降	应测	应测	宜测
支护结构深部水平位移	应测	应测	选测
锚杆拉力	应测	应测	选测
支撑轴力	应测	应测	选测
挡土构件内力	应测	宜测	选测
支撑立柱沉降	应测	宜测	选测
挡土构件、水泥土墙沉降	应测	宜测	选测
地下水位	应测	应测	选测
土压力	宜测	选测	选测
孔隙水压力	宜测	选测	选测

注 表内各监测项目中，仅选择实际基坑支护形式所含有的内容。

2. 基坑监测规定

（1）安全等级为一级、二级的支护结构，在基坑开挖过程与支护结构使用期内，应进行支护结构的水平位移监测和基坑开挖影响范围内建（构）筑物、地面的沉降监测。

（2）支挡式结构顶部水平位移监测点的间距不宜大于20m，土钉墙、重力式挡墙顶部水平位移监测点的间距不宜大于15m，且基坑各边的监测点不宜少于3个。基坑周边有建（构）筑物的部位、基坑各边中部及地质条件较差的部位应设置监测点。

（3）基坑周边建（构）筑物沉降监测点应设置在建（构）筑物的结构墙、柱上，并应分别沿平行、垂直于基坑的方向上布设。在建（构）筑物邻基坑一侧，平行于基坑方向上的测点间距不宜大于15m。垂直于坑边方向上的测点，宜设置在柱、隔墙与结构缝部位。垂直于坑边方向上的布点范围应能反映建（构）筑物基础的沉降差。必要时，可在建（构）筑物内部布设测点。

（4）地下管线沉降监测，当采用测量地面沉降的间接方法时，其测点应分布设在管线正上方。当管线上方为刚性路面时，宜将测点设置于刚性路面下。对直埋的刚性管线，应在管线节点、竖井及其两侧等易破裂处设置测点。测点水平间距不宜大于20m。

（5）道路沉降监测点的间距不宜大于30m，且每条道路的监测点不应少于3个。必要时，沿道路宽度方向可布设多个测点。

（6）对基坑边地面沉降、支护结构深部水平位移、锚杆拉力、支撑轴力、立柱沉降、挡土构件沉降、水泥土墙沉降、挡土构件内力、地下水位、土压力、孔隙水压力进行监测时，监测点应布设在邻近建（构）筑物、基坑各边中部及地质条件较差的部位，监测点或监测面不宜少于3个。

（7）基坑地面沉降监测点应设置在支护结构外侧的土层表面或柔性地面上。与支护结构的水平距离宜在基坑深度的0.2倍范围以内。有条件时，宜沿坑边垂直方向在基坑深度的1～2倍范围内设置多个测点，每个监测面的测点不宜少于5个。

（8）采用测斜管监测支护结构深部水平位移时，对现浇混凝土挡土构件，测斜管应设置在挡土构件内，测斜管深度不宜小于挡土构件的深度；对土钉墙、重力式挡墙，测斜管应设置在紧邻支护结构的土体内，测斜管深度不宜小于基坑深度的1.5倍。测斜管顶部应设置水平位移监测点。

（9）锚杆拉力监测宜采用测量锚杆杆体总拉力的锚头压力传感器。对多层锚杆支挡式结构，宜在同一剖面的每层锚杆上设置测点。

（10）支撑轴力监测点宜设置在主要支撑构件、受力复杂和影响支撑结构整体稳定性的支撑构件上。对多层支撑挡式结构，宜在同一剖面的每层支撑上设置测点。

（11）挡土构件内力监测点应设置在最大弯矩截面处的纵向受拉钢筋上。当挡土构件采用沿竖向分段配置钢筋时，应在钢筋截面面积减小且弯矩较大部位的纵向受拉钢筋上设置测点。

（12）支撑立柱沉降监测点宜设置在基坑中部、支撑交汇处及地质条件较差的立柱上。

（13）当挡土构件下部为较软弱持力土层，或采用大倾角锚杆时，宜在挡土构件顶部设置沉降监测点。

（14）当监测地下水位下降对基坑周边建（构）筑物、道路、地面等沉降的影响时，地下水位监测点应设置在降水井或截水帷幕外侧且宜尽量靠近被保护对象。基坑内地下水位的监测点可设置在基坑内或相邻降水井之间。当有回灌井时，地下水位监测点应设置在回灌井外侧。水位观测管的滤管应设置在所测含水层内。

（15）各类水平位移观测、沉降观测的基准点应设置在变形影响范围外，且基准点数量不应少于两个。

（16）基坑各监测项目采用的监测仪器的精度、分辨率及测量精度应能反映监测对象的实际状况。

（17）各监测项目应在基坑开挖前或测点安装后测得稳定的初始值，且次数不应少于两次。

（18）支护结构顶部水平位移的监测频次应符合下列要求：

1）基坑向下开挖期间，监测不应少于每天一次，直至开挖停止后连续三天的监测数值稳定；

2）当地面、支护结构或周边建（构）筑物出现裂缝、沉降，遇到降雨、降雪、气温骤变，基坑出现异常的渗水或漏水，基坑外地面荷载增加等各种环境条件变化或异常情况时，应立即进行连续监测，直至连续三天的监测数值稳定；

3）当位移速率大于前次监测的位移速率时，则应进行连续监测；

4）在监测数值稳定期间，应根据水平位移稳定值的大小及工程实际情况定期进行监测。

（19）支护结构顶部水平位移之外的其他监测项目，应根据支护结构施工和基坑开挖情况进行定期监测。锚杆、土钉或挡土构件施工时，或降水井抽水等引起地下水下降时，应进行相邻建（构）筑物、地下管线、道路的沉降观测。

（20）对基坑监测有特殊要求时，各监测项目的监测点布置、测量精度、监测频度等应根据实际情况确定。

（21）在支护结构施工、基坑开挖期间以及支护结构使用期内，应对支护结构和周围环境的状况随时进行巡查。现场巡查时应检查有无下列现象及其发展情况：

1）基坑外地面和道路开裂、沉陷；

2）基坑周边建（构）筑物、围墙开裂、倾斜；

3）基坑周边水管漏水、破裂，燃气管道漏气；

4）挡土构件表面开裂；

5）锚杆锚头松动，锚具夹片滑动，腰梁及支座变形，连接破损等；

6）支撑构件变形、开裂；

7）土钉墙土钉滑脱，土钉墙面层开裂和错动；

8）基坑侧壁和截水帷幕渗水、漏水、流砂等；

9）降水井抽水异常，基坑排水不通畅。

（22）基坑监测数据、现场巡查结果应及时整理和反馈。当出现下列危险征兆时应立即报警：

1）支护结构位移达到设计规定的位移限值。

2）支护结构位移速率增长且不收敛。

3）支护结构构件的内力超过其设计值。

4）基坑周边建（构）筑物、道路、地面的沉降达到设计规定的沉降、倾斜限值；基坑周边建（构）筑物、道路、地面开裂。

5）支护结构构件出现影响整体结构安全性的损坏。

6）基坑出现局部坍塌。

7）开挖面出现隆起现象。

8）基坑出现流土、管涌现象。

六、边坡监测

1. 边坡监测的项目

边坡塌滑区有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时应对坡顶水平位移、垂直位移、地表裂缝和坡顶建（构）筑物变形进行监测。

边坡工程应由设计人员提出监测项目和要求，由项目单位委托有资质的监测单位编制监测方案（监测大纲），监测方案（监测大纲）应包括监测项目、监测目的、监测方法、测点布置、监测项目报警值和信息反馈制度等内容，经设计、监理和建设单位等共同认可后实施。

边坡工程可根据安全等级、地质环境、边坡类型、支护结构类型和变形控制要求，按表 9-2 选择监测项目。

表 9-2　　边坡工程监测项目表

边坡监测项目	测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
坡顶水平位移和垂直位移	支护结构顶部或预估支护结构变形最大处	应测	应测	应测
地表裂缝	墙顶背后 1.0H（岩质）～1.5H（土质）范围内	应测	应测	选测
坡顶建（构）筑物变形	边坡坡顶建（构）筑物基础、墙面和整体倾斜	应测	应测	选测
降雨、洪水与时间关系	—	应测	应测	选测
锚杆（索）拉力	外锚头或锚杆主筋	应测	选测	可不测
支护结构变形	主要受力构件	应测	选测	可不测
支护结构应力	应力最大处	选测	选测	可不测
地下水、渗水与降雨关系	出水点	应测	选测	可不测

注　1. 在边坡塌滑区内有重要建（构）筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的应力监测；

2. H 为边坡高度（m）。

2. 基坑监测规定

边坡工程监测应符合下列规定：

（1）坡顶位移观测，应在每一典型边坡段的支护结构顶部设置不少于 3 个监测点的观测网，观测位移

量、移动速度和移动方向。

（2）锚杆拉力和预应力损失监测，应选择有代表性的锚杆（索），测定锚杆（索）应立和预应力损失。

（3）非预应力锚杆的应力测试根数不宜少于锚杆总数的 3%，预应力锚索的应力监测根数不宜少于锚索总数的 5%，且均不应少于 3 根。

（4）监测工作可根据设计要求、边坡稳定性、周边环境和施工进程等因素进行动态调整。

（5）边坡工程施工初期，监测宜每天一次，且应根据地质环境复杂程度、周边建（构）筑物、管线对边坡变形敏感程度、气候条件和监测数据调整监测时间及频率；当出现险情时应加强监测。

（6）一级永久性边坡工程竣工后的监测时间不宜少于 2 年。

（7）边坡变形监测与测量精度应符合 GB 50026《工程测量规范》的有关规定。

（8）应采取有效措施监测地表裂缝、位错等变化。监测精度对于岩质边坡分辨率不应低于 0.50mm、对于土质边坡分辨率不应低于 1.00mm。

（9）边坡工程施工过程中及监测期间遇到下列情况时应及时报警，并采取相应的应急措施：

1）有软弱外倾结构面的岩土边坡支护结构坡顶有水平位移迹象或支护结构受力裂缝有发展；无外倾结构面的岩质边坡或支护结构构件的最大裂缝宽度达到国家现行相关标准的允许值；土质边坡支护结构坡顶的最大水平位移已大于边坡开挖深度的 1/500 或 20mm，以及其水平位移速度已连续 3d 每天大于 2mm。

2）土质边坡坡顶邻近建（构）筑物的累积沉降、不均与沉降或整体倾斜已大于 GB 50007《建筑地基基础设计规范》规定允许值的 80%，或建（构）筑物的整体倾斜度变化速度已连续 3d 每天大于 0.00008。

3）坡顶邻近建（构）筑物出现新裂缝、原有裂缝有新发展。

4）支护结构中有重要构件出现应力骤降、压屈、断裂、松弛或破坏的迹象。

5）边坡底部或周围岩体已出现可能导致边坡剪切破坏的迹象或其他可能影响安全的征兆。

6）根据当地工程经验判断已经出现其他必须报警的情况。

（10）对地质条件特别复杂的、采用新技术治理的一级边坡工程，应建立边坡工程长期监测系统。边坡工程监测系统包括监测基准网和监测点建设、监测设备仪器安装和保护、数据采集与传输、数据处理与分析、监测预报或总结。

3. 边坡工程监测报告

边坡工程监测报告应包括下列主要内容：

（1）边坡工程概况；

（2）监测依据；

（3）监测项目和要求；

（4）监测仪器的型号、规格和标定资料；

（5）测点布置图、监测指标时程曲线图；

（6）监测数据整理、分析和监测结果评述。

七、强夯监测

强夯施工一般应进行夯击次数、夯沉量、降起量、孔隙水压力等项目的监测；强夯置换施工尚应进行置换深度的监测。

当强夯施工可能对周边环境及建（构）筑物（特别是地下管线）产生不良影响，应对施工过程的振动、噪声、孔隙水压力、地下管线和建（构）筑物变形等进行监测。在渗透性弱、强度低的饱和软黏土地基中，强夯施工应会使周围地基土体受到明显的挤压并产生超静孔隙水压力，导致土体的侧向挤出、隆起现象较为明显，超静孔隙水压力的增长也是引起土体位移的主要原因，为保护周围建（构）筑物及地下管线等，应在施工期间有针对性进行孔隙水压力的监测。

强夯施工监测分试验区监测和施工区监测。试验区监测目的：根据试验区获得的监测、检测资料来确定最佳夯击能、夯击次数和两遍夯击之间的时间间隔及夯击过程对周边环境的影响，以指导修改设计和施工工艺。

（一）强夯试验区

1. 孔隙水压力监测

试验区孔隙水压力监测点一般不少于 1 个，宜布设在试验区中心位置。竖向布置一般每间隔 2～3m 布置一孔隙水压力计，布设深度应大于处理深度 3～6m。试夯期间在超孔隙水压力影响半径内，宜每夯锤观测一次，影响半径外可每天定时观测一次。

2. 土层分层沉降监测

试验区内土体分层沉降观测一般不少于 1 个点，宜布设在试验区中心位置，竖向布置一般每间隔 2～3m 布置一监测点，布设深度应大于处理深度 3～6m，其中分层沉降管宜选用 ABS 材料。

3. 地下水位监测

地下水位监测点一般在试验区中心部位布设一点。竖向布置深度应大于处理深度 1m 以下。

4. 夯区内地表沉降监测

（1）监测网、点设置。地表沉降监测基准水准点应设在施工区影响外，一般不少于 3 个点。基准点应在坚实土层上或深埋。水准基准点高程应与施工采用的高程系统一致。在夯坑不填料的情况下，夯区内地表沉降监测点宜按 10m×10m 网格状布置。

（2）观测方法。地表沉降观测采用水准测量法，

观测选用水准仪配钢水准尺，根据规范要求和结合工程性质，高程控制网宜一个月时间联测一次，以检验基准点的稳定性，确保观测质量。

（3）夯坑沉降量监测。观测仪器应设在夯点影响区外，以每点夯前锤顶高程为起算点，每夯一锤测量一遍，直到测至该点夯击结束，得出该点最终夯击沉降量。在夯击过程中，当夯锤出现倾斜时，观测时应取夯锤顶的最高点与最低点的中间点位置。

（4）夯坑周边土体隆起监测。观测仪器应在夯点影响区外，以每遍两夯点间设点，一般不少于 3 个，即每点夯坑边缘和两夯点中间距离处设监测点。在相邻夯点夯击过程，每夯一锤测量一遍，以得出单夯点土体隆起量和相邻点的隆起量。

（5）地表夯沉量观测。可分每遍夯沉量和总夯沉量观测，即夯前按网格状布点监测，每遍夯击整平后按同一网格监测，满夯整平后仍按同一网格点监测，最终得出地表总夯沉量。

5. 夯区外地表沉降监测

夯区边界外地表沉降监测水准网点，采用场区内设置的同一网点。监测点布置在夯区边界外 1m 至距 1～1.5 倍处理深度影响范围，一般不少于 3 个点。

6. 夯区外边桩侧向位移监测

监测点布置同夯区边界外地表沉降监测点布置。

7. 深层土体侧向位移（测斜）监测

监测点布置同夯区边界外边桩侧向位移监测点。竖向布置深度应大于强夯处理深度 10m 以下。

8. 监测频次与控制值

（1）监测频次。夯区外侧监测项目和夯区内的土体分层沉降、地下水位，宜每天观测一次；孔隙水压力、夯点夯沉量和夯坑周边土体隆起按需要监测。待夯击施工结束至夯击效果检测前，夯区内的监测项目宜每天监测一次。

（2）控制值。最后两击的平均夯沉量不宜大于下列数值：当单击夯击能小于 4000kN·m 时平均夯沉量为 50mm；当单击夯击能为 4000～6000kN·m 时平均夯沉量为 100mm；当单击夯击能大于 6000kN·m 时平均夯沉量为 200mm。

9. 注意事项

夯坑周围地面不应发生过大的隆起，不因夯坑过深而发生提锤困难，夯击遍数间歇时间，应满足最高超孔隙水压力消散率达 70%以上。

（1）在强夯过程中，注意做好人身安全和仪器安全工作。

（2）各观测点均要做好明显标志和保护措施，尤其是夯后整平，监测点周围边 1m 范围，应由人工整平，以避免监测点损失。

（3）孔隙水压力观测导线，应使用整根线。如需接头，应在接头处做接头强度处理。

（二）施工区监测

施工区监测是在总结试验区取得各项观测资料的基础上，根据强夯地基处理面积的大小、土层性质和处理深度及设计要求，以能掌握指导施工、确保处理效果和经济合理的原则，以点带面布置监测网点。施工区各监测项目设置、施测方法和精度要求同试验区。

（三）周边环境监测

在强夯过程中，由于夯区周边土体的变形和振动波影响，在距夯区 1～1.5 倍处理深度影响范围，如有地下管线和建（构）筑物时，应实施施工现场环境监测，以便了解掌握其影响程度，及时采取有效防护措施，确保施工和周边环境安全。

第十章

火力发电厂岩土工程勘察

火力发电厂岩土工程勘察的基本要求是：查清影响发电厂厂址的不良地质作用、人类活动影响，以及与发电厂各类建（构）筑物地基基础设计、施工有关的岩土结构、岩土性质、地下水条件等工程地质条件，为确定厂址及发电厂的岩土体整治和利用提供依据。

第一节 火力发电厂岩土工程勘察基本知识

一、火力发电厂概述

所谓火力发电厂，是指燃煤发电厂、燃油发电厂、燃气发电厂、余热发电厂，以及垃圾及工业废料为燃料发电厂的总称。

火力发电厂的建（构）筑物类型多、结构差异大，占地面积 20～40hm^2。主要建（构）筑物如主厂房、锅炉、烟囱、冷却塔、圆形煤场等，具有体型大、荷重大、沉降要求严格、结构高耸、跨度大等特点。

火力发电厂主要建（构）筑物地段是以包括汽机房、除氧间、煤仓间、锅炉房、除尘器、烟囱等设施环形道路中心线所围成的区域。该地段勘察是火力发电厂施工图设计阶段岩土工程勘察工作的核心。

（一）主要建（构）筑物的特点

单机容量 300～1000MW 机组火力发电厂主要建（构）筑物的布置虽有一定变化，但总体上是基本一致的。不同之处主要考虑到不同建筑场地的具体条件和不同建设方的特殊要求。火力发电厂主要建（构）筑物布置基本遵循：汽机房→除氧间→煤仓间→锅炉房→电除尘→烟囱的布置模式。

火力发电厂中的主要建（构）筑物普遍具有基础埋藏深、荷重大，且荷载分布不均匀，对地基承载力要求较高，对地基差异沉降十分敏感等特点。

以大型火力发电厂为例，主厂房、烟囱、冷却塔等规模十分巨大，高、大、重、深为火力发电厂主要建（构）筑物的明显特点。

1. 主厂房

主厂房是火力发电厂工程中最重要的建（构）筑物，通常具有如下几个特点：

（1）主厂房结构形式复杂，一般为框架、排架钢筋混凝土结构体系或钢结构结构体系，局部可能还有剪力墙结构，厂房内设桥式起重机，因此厂房本身对沉降和倾斜较为敏感。火力发电厂现代化和自动化程度较高，不论是汽轮机、发电机还是锅炉都是十分精密的设备，地基的沉降变形有严格限制。土建结构设计规范规定：汽轮发电机基础的容许沉降差或倾斜为 0.0015L，锅炉为 0.002L（L 为相邻柱基的中心距离或汽机基础的边长），容许沉降量为 100～150mm。近年来，随着大容量百万兆瓦级发电厂的建设，塔式锅炉等新型设备具有占地面积小的优点，在较多火力发电厂工程中得到使用，但与 π 形锅炉相比，塔式锅炉单柱荷载极大，对地基变形的要求也越来越高，如某电厂设备厂家对塔式锅炉基础的要求是：锅炉底板倾斜不超过 1/500，炉架 4 根柱基础之一与另 3 根柱基础的差异沉降不超过 15mm，要求很高。

（2）主厂房体量大，厂房高度大。主厂房通常由汽机房、除氧间、煤仓间和锅炉房等组成，建（构）筑物和设备的荷重大。另外，为了满足工艺设备的布置和运行，厂房的柱距和跨度都较大，所以主厂房的柱底荷载非常大，单根柱底竖向荷载数千吨很常见，如除氧煤仓间 C 轴线单柱重量可达 20000kN 以上，塔式锅炉单柱荷载一般可达上万吨。

（3）主厂房有大量工艺、电气、检测和控制设备，还有很多仪表、管线，所以主厂房对于震动也很敏感。

（4）主厂房地面下布设有大量的辅机设备基础、沟道和埋管，对厂房基础的布置和埋深有很多制约。

（5）主厂房基坑开挖深度一般在 4.00～5.00m 左右；汽机基座基础埋置更深，可达 7.00m 甚至更大。除非岩土工程条件良好，地基承载力和变形均满足设计要求。目前大型火力发电厂主厂房基础多数是采用

桩基础。

2. 烟囱

烟囱是典型的高耸构筑物，大容量火力发电厂的烟囱一般高度可达240m，远远超过其他建（构）筑物。

烟囱上部传递到基础上的荷载由竖向荷载、弯矩和水平剪力构成。竖向荷载主要是烟囱自重，而弯矩和水平剪力主要由风荷载和地震作用产生。由于高耸结构的重心较高，而底部横断面尺寸较小，因此水平荷载是控制烟囱基础方案的决定性因素之一。火力发电厂的烟囱采用钢筋混凝土烟囱，筒身高度较高，所以其基础采用柔性基础方案。由于壳体基础是空间薄壁结构，设计和施工都较为复杂，且受施工条件限制，所以实际设计和施工当中，主要以板式基础为主。

3. 冷却塔

双曲线自然通风冷却塔上部由外部人字柱支撑的薄壳和内部的淋水支架两部分组成，下部是由人字柱基础和圆形水池底板共同组成的一个集水池。

由于淋水支架基础落于水池底板范围内，人字柱基础位于圆形水池底板的外围，而水池底板、淋水支架基础和人字柱基础的尺寸和作用于地基上的均布荷载相差较大，造成这三者间的沉降差异较为明显。

（二）地基基础设计等级

GB 50660《大中型火力发电厂设计规范》明确了发电厂建(构)筑物的地基基础设计等级，参见表10-1。三个等级划分也体现了电厂各类建（构）筑物安全等级、重要性、荷重大小、变形要求、地基基础设计的复杂程度和场地地质条件的复杂程度等因素。

表10-1 地基基础设计等级

设计等级	建筑物名称
甲级	主厂房（包括汽轮发电机基础、锅炉构架基础）、主（集）控楼、网络控制楼、通信楼、220kV及以上的室内配电装置楼、高度大于或等于100m的烟囱、淋水面积大于10000m^{2}的自然通风冷却塔、岸边水泵房（软弱地基）、空冷凝汽器支撑结构、封闭式圆形煤场、贮煤筒仓、跨度大于30m的干煤棚及其他厂房建筑、场地及地质条件复杂的建筑物、高边坡等
乙级	除甲、丙级以外的其他生产建筑、辅助及附属建筑物
丙级	机炉检修间、材料库、机车库、材料棚库、推煤机库、警卫传达室、灰场管理站、围墙、自行车棚及临时建筑

（三）主要建（构）筑物地基基础的设计条件

一般情况下，火力发电厂一些主要建（构）筑物地基基础的设计条件见表10-2。

表10-2 主要建（构）筑物地基基础设计条件一览表

建（构）筑物名称	常见结构类型	基础形式及尺寸	基础荷重（kN）	基础埋深（m）
汽机房	框架、排架结构	单独基础、筏板基础	11000（汽机房柱）	4.0
除氧煤仓间	框架、排架结构	单独基础、筏板基础、	27000（煤仓间柱）	4.5
锅炉		板式基础、筏板基础	110000（塔式炉柱）	6.0
汽轮发电机		片筏基础		5.5
烟囱	筒体结构	板式基础、片筏基础	230000	5.0
集控楼		单独基础	10000（柱）	3.0
圆形煤场		环形基础	36m（煤堆顶高）	3.0
冷却塔	钢混结构	环形基础		4.0～7.0

注 火力发电厂随着机组单机容量的增大、建（构）筑物高度和跨度的增大也引起荷载的增加。表中基础荷重为1000MW机组的发电厂的数据，基础荷重与基础埋深均为约值。

（四）主要建（构）筑物对地基条件的要求

对于一般性土质地基，单机300MW容量机组的火力发电厂主要建（构）筑物在地基承载力特征值为200～250kPa条件下，基本满足采用天然地基的要求，可采用单独基础、条形基础或筏板基础；单机600MW容量机组的火力发电厂主要建（构）筑物地基承载力特征值为280～300kPa条件下，一般能满足采用天然地基的条件，否则需要地基处理或采用桩基础；单机容量1000MW的火力发电厂主要建（构）筑物荷载持力层地基承载力特征值一般要求在320～350kPa，且下卧层工程性质相对较好的条件下，采用天然地基是比较适宜的。目前大部分单机容量1000MW的火力发电厂主要建（构）筑物地基采用桩基础或地基处理，主要建（构）筑物如果采用桩基础，一般设计单桩承载力特征值在4000～5000kN。

主要建（构）筑物对地基或单桩承载力的要求见表10-3。

表10-3 主要建（构）筑物对地基或单桩承载力的要求

单机容量（MW）	天然地基主要受力层的地基承载力（kPa）	单桩极限承载力值（kN）
300级	≥200	≥4000
600级	≥280	≥5000
1000级	≥320	≥8000

二、厂址建筑场地复杂程度及勘察等级划分

（一）场地复杂程度划分

制订火力发电厂的岩土工程勘察方案（勘察大纲）时应考虑场地条件的复杂程度，使岩土工程勘察的工作量更加合理有效。火力发电厂建设场地的复杂程度宜分为复杂场地、中等复杂场地和简单场地。

1. 复杂场地

符合下列条件之一者可为复杂场地：

（1）地形起伏大，地形坡度在8°以上，或地貌单元在三种以上；

（2）地层层次多，且岩土性质变化大；

（3）地基土为不均匀岩土和特殊岩土，或地基变形计算深度内基岩面起伏大；

（4）水文地质条件复杂，有影响工程的多层地下水；

（5）地质构造复杂，不良地质作用发育，存在高边坡或不稳定边坡影响；

（6）50 年超越概率 10%的地震动峰值加速度为 0.40g，地震基本烈度为Ⅸ度。

2. 中等复杂场地

除复杂场地和简单场地以外的场地宜为中等复杂场地。

3. 简单场地

全部符合下列条件者宜为简单场地：

（1）地形较平整，地形坡度在3°以内，地貌单一；

（2）地层结构简单，岩土性质均匀，非特殊性土；

（3）地质构造简单，无不良地质作用；

（4）地下水对地基基础无不良影响；

（5）50 年超越概率 10%的地震动峰值加速度为 0.05g，地震基本烈度为Ⅵ度。

（二）勘察等级划分

根据地基基础设计等级、建设场地的复杂程度等级，可按下列条件将火力发电厂不同建设地段岩土工程勘察等级划分为甲级、乙级和丙级。

（1）甲级：建（构）筑物地基基础设计等级为甲级，或为复杂场地；

（2）乙级：除勘察等级为甲级和丙级以外的勘察项目；

（3）丙级：建（构）筑物地基基础设计等级为丙级，且为简单场地；

（4）火力发电厂进行整体岩土工程勘察，勘察等级为甲级。

三、勘察阶段划分

火力发电厂岩土工程勘察应分阶段进行，勘察阶段的划分与设计阶段相适应，可分为初步可行性研究阶段勘察、可行性研究阶段勘察、初步设计阶段勘察、施工图设计阶段勘察等四个阶段。

对于以下情况时，需进行勘察阶段调整：

（1）扩建或改建的火力发电厂，已有岩土工程勘察资料不能满足相应设计阶段要求时，应进行相应设计阶段的岩土工程勘察，或作补充勘察工作。

（2）当扩建厂属于一厂两站时，应按新建火力发电厂分阶段进行。

（3）对于生活福利建筑、厂外供（排）水明渠和管线以及简单场地的贮灰场等，在总平面布置方案确定的条件下，可适当简化勘察阶段，但勘察成果应满足施工图设计阶段勘察的要求。

（4）对于复杂的工程地质条件或有特殊施工要求的重要建（构）筑物，必要时应进行施工勘察：

1）地基条件复杂或不良地质作用发育程度高。当场地存在岩溶与土洞、煤系地层与采空区、断裂与破碎带、软弱夹层、花岗岩球状风化与孤石、软土和液化土等不良地基条件，且即使实施了施工图设计阶段勘察也难以彻底查清时，应实施施工勘察。GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》规定，对岩溶发育程度为中等及以上的建设场地应进行施工勘察。

2）特殊地质条件下的大直径嵌岩桩应进行施工勘察。单柱单桩的大直径嵌岩桩也应进行逐桩施工勘察。

3）当施工中出现新的岩土工程问题时，可以视具体情况，实施施工勘察。

第二节　初步可行性研究阶段勘察

一、勘察任务与要求

火力发电厂初步可行性研究阶段勘察是为了对拟选厂址的稳定性和地基条件做出基本评价，提出适宜或不适宜建厂的意见。通常情况下，推荐两个或两个以上场地相对稳定、工程地质条件较好的厂址。这里“基本评价”的含义是：确保本阶段做出的主要结论在下一阶段不会被推翻，不应有原则性的出入。

1. 本阶段岩土工程勘察任务

本阶段岩土工程勘察的主要任务如下：

（1）了解各厂址区的区域地质、区域构造、地震活动情况和厂址附近断裂构造分布情况，提供厂址区的地震动参数，对厂址稳定性做出基本评价；

（2）初步了解各厂址场地工程地质条件，对地层岩性、地质构造、成因类型及分布特征进行概略描述，对工程拟采用的地基类型提出基本评价意见；

（3）调查了解各厂址区及其附近地形地貌特征、不良地质作用及危害程度，并提出防治或避开的建议；

（4）调查了解各厂址区地下水埋藏条件及对建设

场地的影响；

（5）了解各厂址区及其附近矿产分布、开采和规划情况；

（6）初步分析各厂址区环境地质问题，以及对工程建设的影响；

（7）对饱和砂土和粉土的地震液化可能性做出初步分析，评价厂址地形、地貌及地质条件对建筑抗震的影响。

2. 厂址选择要求

本阶段火力发电厂厂址选择，原则上应遵循以下要求：

（1）火力发电厂厂址避免选择在建筑抗震危险地段，尽量避开不利地段。高烈度地区选址应事先避开全新活动断裂，尚应避开 50 年超越概率 10%的地震动峰值加速度为 0.40g 的地区。

（2）火力发电厂厂址应避开滑坡、泥石流、采空区等不良地质作用发育区及其影响区域。

（3）岩溶地区选址时，应避开暗河、大型岩溶集中分布区和岩溶塌陷发育区等对场地稳定不利的地段。

（4）应尽量避开高陡边坡和稳定性差的水域岸坡，也应避开巨厚层松散堆积体或不稳定的巨厚层填方边坡地带。

（5）应避开重要开采价值的矿藏或重点保护的自然和人文遗址。

初步可行性研究阶段勘察，应以避开上述对场地稳定不利地段为本阶段勘察工作的着重点。

二、勘察要点

初步可行性研究阶段岩土工程勘察工作应以搜集资料和现场踏勘调查为主，必要时可进行工程地质调查、工程遥感、工程物探及适量的勘探工作。在进行适量勘探工作时，应根据场地条件和所需解决的主要工程地质问题，采取不同方法，优先采用工程遥感、工程地质调查、工程物探方法。特殊情况下可根据工程实际情况提前开展岩土工程专题工作。

初步可行性研究阶段勘察工作一般有室内准备、现场踏勘、资料分析和编写报告四个步骤。必要时可进行室内选址或补充少量现场勘探工作。

（一）室内选址

对复杂地质条件的厂址区域，可事先进行室内初选工作，利用卫星影像或遥感资料，结合拟选厂址区域的区域地质、矿产地质和地震地质资料，了解和预估拟选厂址区域的不良地质作用，预先避开不利的地质条件，如活动断裂、岩溶强烈发育区和大面积采空区等。

（二）资料搜集

本阶段岩土工程勘察应了解火力发电厂工程项目背景、工程地点、规划容量、单机容量等基本情况；应搜集已有的相关资料，按照需要编写搜集资料提纲。应向项目所在县（市）国土、地质、矿产等部门搜集各厂址相关地质资料；向所在县（市）文化档案部门搜集古文物及重点化石群资料；在强震区还应向所在县（市）地震部门搜集地震地质、活动断裂、地震观测资料及抗震设防方面的法律、法规等，清理消化收集的资料，并填写收资记录。

本阶段应搜集的资料有：

（1）地形地貌资料：工作区范围及其附近区域的1:5000～1:50000 的地形图。

（2）区域地质资料：1:200000、1:50000 区域矿产地质图、大地构造纲要图、构造纲要图，区域地质调查报告、区域水文地质调查报告等。

（3）地震资料：火力发电厂所在当地地震目录、地震台站资料、地方志、地震灾害、地震地质、活动断裂、地震观测资料，抗震设防方面的法律、法规，邻近工程的地震安全性评价报告。

（4）厂址地区工程地质、水文地质及地质灾害资料：厂址区域及附近区域已有的大型建设工程的勘察资料，地下水资源调查报告，县（市）地质灾害分布图及防治规划图，地质灾害调查报告，地质灾害相关报道，邻近工程的地质灾害评估报告。

（5）遥感地质资料：卫片、航片及卫星影像图（包括公共地理影像图）。

（6）工程物探资料：电法勘探、地震勘探、电磁、重力、放射性等资料。

（7）矿产资料：矿区分布及开采资料，塌陷边界及影响范围评估资料。

（8）其他资料：地方志，地区及有关行业技术标准及当地建设经验。

搜集资料后应认真清理资料，分析相关内容，有漏项和疑问的应及时到政府相关部门进一步了解和落实。

（三）现场踏勘与调查

现场踏勘的主要任务如下：

（1）验证已有资料；

（2）了解厂址地形地貌特征，分析地形起伏对建厂条件的影响；

（3）调查厂址区地层岩性，特别是有无特殊性岩土分布和性状；

（4）调查了解厂址场地水文地质条件；

（5）调查厂址区地质构造情况，初步判断厂址区及附近有无活动断裂及活动断裂的特点和性质，是否为全新活动断裂；

（6）调查了解厂址区及附近的不良地质作用，如滑坡、崩塌、泥石流、岩溶、采空等，了解其分布、

规模、发育特征和危害程度等；

（7）调查有无地震灾害，如地震引起的液化、震陷和边坡滑移等；

（8）调查地下矿藏、保护性文物、地下设施等情况；调查厂址区附近开采矿藏和矿权设置情况，了解其分布和规划；

（9）了解当地建筑经验，特别是对特殊性岩土和不良地质作用的防治与治理经验。

踏勘与调查的方法有穿越、观察、访问、测量、定位、记录和拍摄等。

现场踏勘的工作要注意如下情况：

（1）踏勘时，应向总图专业了解大致的厂址占地范围，利用地形图尽量垂直于地貌单元方向穿越拟选厂址腹部及其周边地段，调查范围不宜小于拟选厂址面积的 1.5 倍。当场地周边地质条件复杂时，应扩大踏勘范围。

（2）对拟选各厂址及灰场应相对准确定位。可采用手机或仪器设备进行现场定位。

（3）对重点地质现象如岩溶、采空、塌陷、滑坡、活动性断裂及人类活动等应加强定位和留存照片。

（4）现场踏勘应认真作好记录和拍照，测量岩层产状。

（5）当天整理踏勘记录，及时分析厂址与矿权、断裂构造、不良地质作用和地质灾害的关系。当存在明显严重影响厂址成立的地质问题时，应果断作出判定并及时与相关专业沟通。当不能作出确定性结论时，应首先找相关权威部门和专家进行技术咨询，仍不能确定时，可考虑采取工程地质调查或地质测绘、工程遥感、工程物探及适量的勘探工作。

（6）现场踏勘应多走、多问、多看、多写多画，切忌走马观花匆匆收场。现场工作应尽量全面细致，不遗留影响厂址成立的工程问题。

（四）勘探

当采用搜集资料和现场踏勘调查不能对一些影响厂址成立与否的重大工程地质问题作出定性结论时，遇下列情况可考虑采取适量的勘探工作。

（1）厂址地质条件复杂，厂址及周围存在规模较大的滑坡、潜在不稳定斜坡、泥石流、崩塌、岩溶、采空等不良地质作用，这些问题可能对厂址场地稳定性和工程建设投资有重大影响，工程处理难度较大，或影响厂址的成立时。

（2）强震区厂址存在规模较大的断裂，当需鉴定其是否为活动断裂或需基本确定其位置时。

（3）存在分布较广厚度较大、可能对工程建设造成较大影响的特殊性岩土，且缺乏必要的资料，对其治理难易程度和投资费用难以作出初步评价和估算时。

（4）场地存在可液化土层，液化判定对地基基础方案和地基处理有重大影响，而搜集资料调查又难以对液化问题作出明确结论时。

（5）存在其他可能影响厂址稳定性的因素，厂址区域资料严重缺乏，通过现场调查仍不能满足工程要求时，不进行适当的勘探工作，难以完成本阶段岩土工程勘察任务时。

三、厂址岩土工程分析评价

本阶段应在分析各拟选厂址工程地质条件的基础上，预测工程建设中可能存在的主要岩土工程问题和环境地质问题，对影响厂址稳定的关键问题进行评价。还应对各厂址地基条件作出基本评价。

厂址稳定性包括区域构造稳定性和场地稳定性。区域构造稳定性，是指从区域（半径 150km 范围内）地质角度出发，了解对厂址稳定性有影响的断裂和地震活动情况；场地稳定性，是指从工程地质条件出发，针对建设场地稳定有影响的不良地质作用作出基本评价。

（一）区域构造稳定性评价

1．厂址区域地质稳定性划分

本阶段勘察应在分析区域地貌、区域地层、区域构造、区域地震和区域新构造运动等特征的基础上，初步确定拟选厂址所处的大地构造单元、厂址所属地质构造体系和所在新构造分区单元，基本评价区域地质稳定性。不宜在区域地壳不稳定区域选址。

区域地壳稳定性评价可参见表 10-4 定性判定。

表 10-4　　区域地壳稳定性划分表

区域稳定性	区域构造特征	第四系沉积物特征	地壳变形速率（mm/a）	地震震级 M 及地震动峰值加速度 a_{max}	分布区域
稳定区	深大断裂不发育；断裂构造简单，缺乏第四纪活动断裂	第四系地层不受活动断裂控制，相对上升区	≤0.5	$M<5$ $a_{max}\leq 0.09g$	我国东南广大面积
较稳定区（或基本稳定区）	无深大断裂；断裂构造较简单，具有一定的活动性，一般与第四纪断陷盆地有联系	第四系地层受断裂控制，差异运动较明显	0.5～1	$5\leq M<6$ $0.09g\leq a_{max}<0.19g$	主要分布在我国西部及各地震带之间的区块广大区域

续表

区域稳定性	区域构造特征	第四系沉积物特征	地壳变形速率（mm/a）	地震震级 M 及地震动峰值加速度 a_{max}	分布区域
次稳定区	有深大断裂；活动断裂构造较复杂，断裂具有较强的活动性；具有规模较大的断陷盆地	第四系地层受断裂控制，差异活动明显	1～4	$6 \leqslant M < 7$ $0.19g \leqslant a_{max} < 0.38g$	岛状分布于历史上强烈的地震带、地壳活动代。主要分布在我国西北和西南地区
不稳定区	有深大断裂，明显存在布格异常密集带；活动断裂构造复杂，多组大规模活动断裂复合，具有很强的活动性；具有面积较大的第四纪断陷盆地	第四系地层受断裂控制十分明显	≥4	$7 < M \leqslant 8$ $0.38g \leqslant a_{max} < 0.75g$	四川康定、西昌，云南寻甸、澜沧，西藏当雄、墨脱，甘肃古浪、宁夏海源，青海玛多利都兰之间，新疆奎屯与新源间，乌恰、塔尔库尔干，台湾东部
极不稳定区	活动断裂的强度更大	—	—	$M > 8$ $a_{max} \geqslant 0.75g$	

2. 活动断裂影响评价

本阶段勘察应在搜集区域地质和地震地质资料的基础上，对厂址区域（厂址半径25km，尤其是厂址半径5km范围）各主要断裂的展布和规模、断裂性质、产状和构造特征、断裂分段特征、断裂构造活动性以及地震活动性进行分析研究，明确各断裂性质（全新活动断裂、发震断裂和非全新活动断裂），并对全新活动断裂分级（强烈、中等或微弱），预测活动断裂与厂区的距离，分析地震作用下全新活动断裂对厂址稳定性的影响，分析全新活动断裂与厂址之间距离是否满足安全距离要求。

厂址与活动断裂的安全避让距离应根据断裂的等级、规模、性质、覆盖层厚度、地震烈度等因素确定。

当厂区存在发震断裂时，发震断裂对火力发电厂建(构)筑物影响的评价尚应符合表10-5的有关要求。

表10-5　发震断裂的最小避让距离　(m)

抗震设防烈度	建筑抗震设防类别			
	甲	乙	丙	丁
8	专门研究	200m	100m	—
9	专门研究	400m	200m	—

对于非全新活动断裂，可不采取避让措施。当断裂埋藏较浅，破碎带发育时，建筑地基可按不均匀地基处理。

当厂址及附近存在断裂构造时，火力发电厂主要建（构）筑物应尽可能布置在断裂区域以外。

（二）地震及地震效应影响评价

各拟选厂址的场地地震动参数应按GB 18306《中国地震动参数区划图》确定。当拟选厂址位于新构造活动强烈区域且距活动断裂距离小于5km时应咨询地震研究部门。当厂址及附近有地震安全性评价报告时，地震动参数应按GB 18306《中国地震动参数区划图》及批准的地震安全性评价报告中的有关结论综合分析后确定。

根据GB 50223《建筑抗震设防分类标准》的规定，大型火力发电厂、变电站等电力设施，其抗震设防类别为乙类。火力发电厂建筑场地选择时，应根据工程需要和地震活动情况、工程地质和地震地质的相关资料，对建筑抗震有利、建筑抗震一般地段、建筑抗震不利地段和建筑抗震危险地段做出综合分析评价。

（1）对建筑抗震不利地段，应提出避开要求；当无法避开时应采取有效的措施。

（2）火力发电厂址应避免选择在建筑抗震危险地段；当无法避免时，主要建（构）筑物应避免布置在建筑抗震危险地段。

（3）当场地或场地附近有滑坡、崩塌、液化和震陷等不良地质作用时，应分析评价在地震作用下岩土和场地的稳定性。

（4）火力发电厂址应避免选择在不良地质作用发育地段。

（5）在强震区选址时，当厂址存在饱和砂土、粉土时，地基土易发生地震液化，应对饱和砂土、粉土的地震液化问题作出初步评价。

（三）厂址场地稳定性评价

GB 50660《大中型火力发电厂设计规范》规定，火力发电厂址位置应避开地质灾害易发区、采空区影响范围，以及岩溶发育、滑坡、泥石流的区域。

本阶段岩土工程勘察应在工程地质调查与搜集资料的基础上，分析各种不良地质作用或地质灾害对拟选厂址场地稳定的影响，如滑坡、泥石流、崩塌、岩溶、采空区、地面沉降等，初步评价其发育特征、发育程度，分析其与厂址的空间关系以及影响程度，评价其避让的可能性及治理难易程度。

（四）地基条件及岩土工程问题分析评价

（1）初步分析各拟选厂址地基条件，预测场地平

整后采用天然地基方案的可能性和可能采用的人工地基及地基处理或桩基础方案；

（2）初步分析拟选厂址区是否存在特殊性岩土，预估处理难易程度；

（3）初步分析各拟选厂址区可能存在的工程地质及环境地质问题，评价其对工程建设的影响；

（4）对山区火力发电厂址，应对自然边坡的稳定状况进行初步判断，预测工程建设人工边坡的稳定性问题，如岩体顺层挖方边坡或填方边坡下卧软弱土层等不利条件，预测其治理难易程度；

（5）对贮灰场及取水地段，应对工程地质及水文地质条件作出基本评价，分析灰场区域渗漏的可能性及取水地段岸坡的稳定性，预估治理难易程度。

（五）厂址适宜性评价与厂址比选

火力发电厂初步可行性研究阶段岩土工程勘察的主要结论是下一阶段工作的重要依据。本阶段提出“适宜建厂”的厂址，在下阶段（可行性研究阶段）不应成为“不适宜建厂” 的厂址，不应存在厂址颠覆性问题。

在评价火力发电厂厂址适宜性时，在众多评价内容中首先应着眼稳定性问题，尚应考虑岩土工程条件及地基处理的技术难度和投资经济性因素。

火力发电厂址适宜性评价可参见表10-6。

表10-6　火力发电厂址适宜性评价

厂址构造稳定性	不良地质作用	处理技术难度	厂址适宜性评价
不稳定（受全新活动断裂影响，不满足安全距离要求）	强烈发育或大规模发育	难于处理	不适宜或适宜性差
基本稳定（近区域有活动断裂分布，但满足安全距离要求）	中等发育或较大规模发育	可以处理	基本适宜
稳定（近区域内无活动断裂分布）	微弱发育、不发育或小规模发育	易于处理	适宜

出现下列情况的厂址可判定为不适宜建厂的厂址或建议避开：

（1）厂址与全新活动断裂的距离不满足GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》中规定的厂区与全新活动断裂间的安全距离的场地；

（2）属于GB 50011《建筑抗震设计规范》中规定的建筑抗震危险地段的场地；

（3）厂址存在大规模的岩溶、土洞、滑坡、崩塌、采空区及泥石流等不良地质作用；

（4）厂址大部分位于现采空区和未来采空区或小窑采空密集区；

（5）厂址存在厚度很大且难以处理的特殊岩土，如自重湿陷性新黄土厚度大于30m的地区，地势低洼且地下水汇聚的盐渍土地区。

在进行厂址比选时，应将稳定性较好、地基条件较好、岩土工程处理或治理技术难度小或投资费用较少的厂址排在优先位置，以使进入可行性研究阶段时不致出现较大差错。

厂址比选时，应考虑下列因素：

（1）厂址稳定性，不良地质作用发育情况及其避开可能性与治理难易程度；

（2）地震动参数以及场地对建筑抗震的影响；

（3）地基岩土特征及拟采用的地基类型，地基处理难易程度；

（4）地形起伏及对场地利用或整平的影响，包括厂区挖填方边坡的规模及治理难易程度等。

第三节　可行性研究阶段勘察

一、勘察目的与任务

火力发电厂可行性研究阶段岩土工程勘察是在初步可行性研究阶段勘察的基础上，对筛选出的工程地质条件较好厂址［包括厂区、贮灰场和取水建（构）筑物］进一步开展勘察工作，要求对各厂址的稳定性做出最终评价。根据厂址岩土工程条件，推荐工程地质条件较优的厂址。

可行性研究阶段岩土工程勘察重点要解决以下两个问题：

（1）厂址稳定性问题评价，即对厂址稳定性有影响的断裂构造和不良地质作用做出最终评价；

（2）确定地基类型，包括人工地基或天然地基，并对拟采用的人工地基或桩基础方案等进行经济技术方面的分析论证及比较，提出1～2种适宜的地基处理方案供工程选择采用。

本阶段岩土工程勘察的任务是：

（1）搜集厂址区的地形地貌、区域地质、地震地质和区域水文地质资料，并对厂址附近断裂及其活动性进行评价；

（2）初步查明厂址及附近区域的不良地质作用，并对其危害程度和发展进行分析，预测防治和治理初步方案的技术可行性和难易程度；

（3）初步查明厂址范围内地层成因、时代、分布及各层岩土的主要物理力学性质、地下水赋存条件，以及场地水、土对建筑材料的腐蚀性；

（4）提供厂址区的地震动参数；

（5）搜集矿产资料及邻近工程的压矿评估报告，了解有无压矿情况以及采矿对厂址稳定性的影响，并研究和预测可能影响厂址稳定的其他环境地质问题；

（6）调查了解厂址区土壤标准冻结深度或最大冻结深度；

（7）当工程需要进行场地和地基处理或采用桩基础时，应进行方案论证并提出建议。

二、勘察重点与勘察方法

可行性研究阶段岩土工程勘察重点是围绕与厂址稳定有关的工程地质问题和环境地质问题开展工作。本阶段勘察方法应以搜集资料和工程地质测绘与调查为主，应适量布置勘探工作，以初步查明场地地层岩性及其分布。场地条件复杂时可辅以工程遥感和工程物探。

对取水建（构）筑物和贮灰场地段，应进行工程地质测绘或调查，必要时宜布置一定数量的勘探工作。对岩溶场地，应在灰场库区或取水岸边布置物探工作。

当厂址场地及其附近存在对工程安全有影响的不良地质作用或地质灾害时，应进行专门的勘察。

勘探手段应结合场地特点和需要解决的岩土工程问题，有针对性地选用适宜有效的勘探手段。本阶段的勘察重点和勘察方法选择可参见表 10-7。

表 10-7 可行性研究阶段勘察重点和勘察方法选择

厂址类型	勘察重点	主要勘察手段	辅助勘察手段
平原区发电厂	地基土的均匀性、地下水的埋深、腐蚀性及施工降水、地震液化、地面沉降	钻探 原位测试与室内试验	工程地质测绘与调查 井探
滨海区发电厂	地基土的均匀性、软土场地的稳定性及软土地基处理、地震液化、填海工程、岸边工程	钻探 工程地质测绘与调查 原位测试与室内试验	
山区和丘陵区发电厂	不稳定斜坡、滑坡、泥石流、采空与塌陷、岩溶、不均匀地基、挖填方边坡等	钻探 工程地质测绘与调查 工程遥感	钻探 原位测试与室内试验 工程物探 井探
特殊类土场地发电厂	黄土、盐渍土、红黏土、填土、冻土等的工程特性	工程地质测绘与调查 钻探 井探 原位测试与土工试验 土工试验	
强震区场地发电厂	断裂、地震灾害、新构造运动痕迹、地震液化与震陷	工程遥感、工程地质测绘与调查 工程物探	井探与槽探 取样年代鉴定

三、勘察要求

（一）资料搜集

本阶段资料搜集工作是在初步可行性研究阶段完成的搜集资料基础上作进一步补充完善，除初步可行性研究阶段勘察要求搜集的资料外，还应搜集和了解下列资料：

（1）初步可行性研究阶段资料及相关报告会议审查纪要；

（2）工程拟建规模、机组容量及预估的基础荷载；

（3）各厂址总平面布置方案，包括厂区、贮灰场及取水地段的建（构）筑物布置、边坡及场平标高等；

（4）拟采用的取（排）水、燃料供应、贮灰及冷却方式；

（5）设计专业对火力发电厂岩土工程勘察的要求；

（6）工程场地或邻近工程的地震安全性评价、地质灾害危险性评估和压覆矿产评估情况。

（二）工程地质测绘与调查

火力发电厂工程地质测绘与调查工作应按现行 DL/T 5104《电力工程工程地质测绘技术规程》相关要求执行。对于复杂场地宜进行工程地质测绘，对中等复杂场地宜进行工程地质测绘或调查，对简单场地宜进行工程地质调查。

1. 厂区

（1）工程地质测绘与调查的范围应在厂区范围基础上适当外扩不小于 200m，调查范围尚应考虑以下因素：

1）厂区及厂区边坡，工程场地涉及的第一斜坡；

2）影响工程建设的不良地质作用分布范围及其发育地段；

3）因工程建设引起的环境地质问题的影响范围；

4）对厂区场地稳定性评价有影响的邻近地段。

（2）工程地质测绘与调查的内容包括：

1）场地微地貌的形态与特征，划分地貌单元类型。

2）调查褶皱、断层及岩体结构面的分布、规模和产状要素等特征。

3）调查场地的岩土名称、地质时代、成因类型、性质及分布特征；调查特殊土的成因类型和分布。

4）调查自然边坡和拟建工程边坡地段的自然坡度、岩土结构、软弱土分布及其稳定性现状。

5）调查岩溶、滑坡、崩塌、泥石流、采空及地面沉降等不良地质作用的形成、分布、形态、规模、发育程度，分析其对工程建设的影响。

6）调查地下水的类型、埋藏条件及含水层的岩性特征，井、泉的分布，地表水与地下水的补给与排泄条件，以及污染与腐蚀性情况。

7）调查与厂址场地稳定性有关的工程建设或其他人类活动情况，当场地临近矿区时应调查矿区开采对场地稳定性的影响；分析人工抽排地下水对场地岩土体的稳定性影响。

2. 贮灰场

贮灰场的工程地质测绘与调查的范围和具体的要求应按 DL/T 5097《火力发电厂贮灰场岩土工程勘测技术规程》的相关要求执行。

贮灰场工程地质测绘与调查范围应包括最终堆灰线形成的库区、坝址区、排洪设施区、筑坝材料区及附近与研究内容相关的地段。山区贮灰场应调查至库区边坡的分水岭及其初期坝下游一定范围。

贮灰场工程地质测绘与调查内容包括：

（1）调查贮灰场库区的地形地貌特征及地质构造；

（2）调查不良地质作用的成因、分布、规模和发育特征；

（3）调查贮灰场库区的地层岩性、成因、分布特征、特殊性岩土的分布；

（4）调查贮灰场各地层的渗透性和覆盖层厚度；

（5）对于坝址区，调查坝址区的坝基和坝肩岩土组成和斜坡稳定性；

（6）调查库区水文地质条件，包括地下水类型、补给、径流和排泄条件；重点调查可能的集中泄漏通道；

（7）调查各种筑坝材料的产地、种类、贮量以及开采和运输条件；

（8）对于子坝加高，还应重点调查前期各级坝的变形特征和稳定性现状，调查粉煤灰堆填、排放和贮灰场运行管理等情况。

3. 取水地段

对取水口，工程地质调查的范围为设计拟定取水口沿岸区域、海域、滩涂、阶地、岸坡及与稳定性相关的区域。

取水管线工程地质调查的范围应涉及沿线两侧一定范围，平原和滩涂区可调查至两侧 100m，山区应依据管线所处地貌类型确定，一般为两侧各 200m 或可能受不良地质作用影响的范围。

取水口工程地质调查内容包括：

（1）调查河谷、水库或滨海地形地貌，划分地貌单元和类型；了解水上水下地形坡度及冲刷、淘蚀、滩涂淤积情况。

（2）调查水上水下地层岩性成因、性质及分布特征。

（3）调查岸坡岩体风化程度、结构完整性及主要结构面产状；调查河岸或库岸自然斜坡类型和稳定性现状。

（4）调查场地及附近区域不良地质作用的性质、规模和发育特征，并分析其影响。

取水管线工程地质调查内容包括：

（1）调查沿线地形地貌、地物类型、地层岩性；划分地貌类型；

（2）调查沿线不良地质作用性质、规模及发育特征，分析其影响；

（3）调查道路交叉、沟壑、水系等跨越情况；

（4）调查人类活动对管线方案的影响。

（三）勘探

1. 厂区

GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》针对本阶段厂区勘探点的布置和深度要求作了原则性的规定，应按建设场地的复杂程度布置勘探点，勘探点、勘探线间距应能控制场地地质条件的变化；勘探点宜按网状布置，并兼顾总平面布置，勘探网应控制拟建厂区和可能变动的范围；复杂和中等复杂场地的勘探点应按地质单元布置。

（1）勘探点、线布置。本阶段勘探点、线布置时应注意以下问题：

1）勘探点、线应能控制本期场地和扩建场地，即包括规划容量所涉及的厂区占地范围。考虑到总平面方案移动的可能，勘探点、线布置宜依据地形地貌特点和要解决的岩土工程问题适当扩大，一般宜在电厂围墙外扩大一个排列，或扩大至沟谷的中央、斜坡的顶部或第一斜坡变坡处。当设计存在多方案布置时，勘探点布置应兼顾能控制所有方案涉及的范围。

2）考虑场地平整后可能形成的边坡高度，勘探点宜扩大至挖方边坡坡顶外不少于一倍坡高地带，或填方边坡谷底中央地带。

3）山区场地应适当布置一定数量的探井，以便直接观察地层岩性。

4）勘探线宜垂直地貌单元和地层界限，不一定要与厂区主体轴线平行。

5）用于地震液化判别的勘探点的数量不宜少于6个。

6）勘探点、线的间距与场地的复杂程度相关。

①对简单场地，可以采用较大的勘探点间距。大部分平原火力发电厂的勘探点间距在 150～300m 之间，一般不超过 300m，每个厂址勘探点数量不宜少于9个。

②对中等复杂和复杂场地，各地貌单元应有适量勘探点。山区火力发电厂勘探点间距是不均匀的，且跨度范围可能较大，多数山区火力发电厂采用 100～200m 间距；滨海电厂由于地层分布和性质变化较大，相对于平原火力发电厂的勘探点间距较密。

7）对场地不良地质作用（岩溶、滑坡、采空区等）进行专门岩土工程勘察时，其勘探点、线的布置尚应符合 GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》专门岩土工程勘察的相关要求。

8）原则上各厂址的勘探工作应达到同等深度。

（2）勘探孔深度。勘探孔深度的确定应考虑场地复杂程度和机组容量大小。本阶段的勘探孔宜为控制性孔，勘探深度宜深不宜浅，勘探点深度应能满足不同地基基础方案对沉降变形验算的要求。勘探孔深度确定应注意下列问题：

1）对简单的中、小型火力发电厂场地，勘探孔深度应达 20～30m；中等复杂以上的大、中型火力发电厂场地，勘探孔深度一般为 30～40m；特大型 1000MW 机组火力发电厂场地可达到 40～60m；目前，滨海火力发电厂勘探点深度普遍在 40～60m，个别达 80～100m。

2）当预定深度内遇基岩、稳定的坚硬地层或软弱地层时，勘探深度应适当调整。对基岩场地，应根据地质构造、岩体特征、风化情况等，结合设计条件和地方经验确定。勘探点深度一般应进入中等风化完整基岩足够深度，且应考虑设计场平标高因素，地势较高地带应相应加深。

3）对于可能存在地震液化的场地，勘探点深度应满足液化判定的要求。

4）若场地存在岩溶、土洞、滑坡和采空区等不良地质作用时，勘探点深度应符合 GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》的相关要求。

2. 贮灰场

根据工程需要，本阶段可在拟建贮灰场初期坝和拦洪坝地段布置少量的勘探工作，勘探线应沿灰坝（堤）轴线布置。山谷贮灰场还应布置垂直于坝轴线的勘探线，勘探点深度应能满足坝址稳定性分析评价要求。岩溶场地应在坝址区、库区适当布置少量工程物探剖面。

3. 取水地段

根据工程需要，本阶段可在取水地段布置垂直于岸坡的 1～2 条勘探线，勘探范围应满足岸坡稳定性评价的需要。勘探点深度应能满足深基坑稳定性评价要求。

四、岩土工程分析评价

本阶段岩土工程分析评价的主要内容如下：

（1）进一步对厂址的场地和工程地质条件作出评价，预测工程建设可能引起的地质环境问题；

（2）分析评价地基基础形式，确定地基类型；

（3）应对厂区总平面布置提出建议，对地基基础方案进行初步论证；

（4）推荐工程地质条件较优的厂址，并确保在下阶段工作中不出现相反的结论。

1. 构造稳定性评价

本阶段应在初步可行性研究阶段作出的基本评价的基础上，进一步明确活动断裂对厂址稳定性的影响。

2. 场地稳定性评价

场地稳定性评价是在查明场地及其附近不良地质作用发育特征的基础上，分析各种不良地质作用的发育特征、规模及发展趋势，对其危害程度、发展趋势及治理难易程度作出判断，对场地稳定性作出最终评价。需要时应提出防治的初步方案。

本阶段不良地质作用的评价对厂址选择很重要，并应确保本阶段的结论不至于在后期勘察阶段中被推翻，或在以后勘察阶段中因后期治理的工程量和投资过大而否定厂址场地。有必要时，应开展不良地质作用专门勘察或专题研究。

3. 地震动参数及地震效应评价

（1）依据 GB 18306《中国地震动参数区划图》提供各厂址地震动参数。

（2）根据厂址区地形地貌及地质条件，按 GB 50011《建筑抗震设计规范》划分对建筑抗震有利、建筑抗震一般、建筑抗震不利和建筑抗震危险地段。对建筑抗震不利地段，应提出避开要求；当无法避开时应提出专门研究的建议，并采取有效的措施。对建筑抗震危险地段，严禁建造甲类、乙类的建筑，不应建造丙类的建筑。尚应评价地震作用下建设场地发生滑坡、崩塌或塌陷的可能性。

（3）建筑场地类别应根据土层等效剪切波速（或岩石剪切波速）和场地覆盖层厚度，按 GB 50011《建筑抗震设计规范》、GB 18306《中国地震动参数区划图》划分为四类，其中Ⅰ类分为 $Ⅰ_0$、$Ⅰ_1$ 两个亚类。

（4）依据 GB 50011《建筑抗震设计规范》，对饱和砂土和粉土的地震液化可能性作进一步研究，并分析评价其液化等级。

4. 地基方案评价

可行性研究阶段勘察地基方案评价，要求确定火力发电厂主要建（构）筑物拟采用的地基类型（天然地基或人工地基），并对地基基础方案进行初步论证。

（1）地基方案评价应包括下列内容：

1）应评价建设场地各层岩土的强度和变形等工程特性，尤其是天然地基持力层或桩基础桩端持力层的选择，以及需要处理的地层，明确有无特殊性岩土存在。

2）分析评价火力发电厂主要建（构）筑物采用天然地基、人工地基（含填土地基及各种复合地基）或桩基础的可能性，预测主要的地基基础形式，尤其是土层地区，应对地基基础方案进行初步论证。

3）当天然地基不能满足要求时，应针对拟采用的人工地基或桩基础，提出可能采用的1～2种地基处理方法或桩基础类型，建议处理深度或可供选择的桩基础桩端持力层；在进行方案论证时，应充分考虑方案的完整性和方案的经济、技术和实施条件。

4）对于地质条件特别复杂的火力发电厂场地，可结合工程地质分区对总平面布置提出建议，优先考虑将主厂房、锅炉房、烟囱等主要建（构）筑物布置在工程地质条件较好的区段。

5）对岩溶地区的火力发电厂，还应分析岩溶洞穴和溶蚀基岩面起伏对地基稳定的影响；对岩溶发育程度中等及中等以上的火力发电厂，应提出预估足够的岩溶地基处理费用和预留不可预见地基处理费用，以及施工勘察与费用的建议。提出是否需要施工勘察和预留不可遇见的岩溶地基处理费用的建议。

6）当拟采用人工地基或桩基础时，应提出开展现场原体试验的建议。

（2）下列情况应提出地基处理建议：

1）天然地基承载力不能满足建（构）筑物持力层和下卧层的承载力和变形的要求；

2）地基土存在暗沟、暗塘、暗浜、土洞和溶洞等；

3）存在较厚回填土、可液化土、湿陷性土、膨胀性土、软土等；

4）不均匀地基或土岩组合地基。

5. 工程边坡稳定性评价

山区、丘陵区火力发电厂应对各厂址进行边坡工程分析评价，分析评价内容包括自然边坡和工程边坡两方面。

（1）场地自然边坡稳定性评价，包括对自然边坡坡度、岩土组成、自然边坡稳定状态的初步判断，对潜在不稳定斜坡，应针对地表变形特征，分析变形原因，预测变形趋势，评价其危害性。

（2）工程边坡的评价包括：

1）依据设计提供的总平面布置和竖向布置方案，预测场地平整后挖填方边坡的分布和高度，进行边坡安全性分级；

2）依据边坡地段的地层结构、岩层产状与边坡方向的空间关系等，对挖填方边坡进行初步分类和分段；

3）预测挖填方边坡可能的破坏模式，尤其是关注有无外倾结构面、软弱夹层和坡度较大的基岩与覆盖层的界面；

4）选择典型的边坡断面，采用定性分析和必要的定量分析方法，初步判明各类型人工边坡的稳定性；

5）若稳定性不能保证安全要求，预测边坡失稳可能对电厂安全和场地稳定性的影响，对总平面优化提出建议；

6）预估边坡整治难易程度，并提出可能整治的初步方案。

（3）滨海火力发电厂还应评价海岸（堤）的整体稳定性，提出初步填海方案。

（4）对超高边坡（土质边坡高度大于15m、岩质边坡高度大于30m）和地质条件复杂的边坡应提出开展专门边坡勘察的建议。

6. 贮灰场及取水地段岩土工程评价

对取水建（构）筑物和贮灰场地段，应评价取水建（构）筑物的岸边稳定性，分析贮灰场可能产生的环境地质问题，提出山谷贮灰场坝轴线位置建议。

简要阐明贮灰场的地形地貌、地层岩性、地质构造、不良地质作用、地下水等工程地质条件和水文地质条件的基础上，评价不良地质作用发育程度及场地稳定性，评价坝基岩土条件及堆灰筑坝稳定性，对成库条件、渗漏可能性和贮灰场建设的适宜性作出评价，并提出相应的处理措施。预估筑坝材料的位置和储量。

简要阐明取水口工程地质条件，对岸坡的稳定性作出评价，并提出相应的处理措施。

7. 环境地质问题预测

由于地质环境的复杂性，本阶段应预测火力发电厂建设的环境地质问题，主要包括：

（1）大量的挖填方工程可能引起的边坡失稳；

（2）由于岩溶、土洞的塌陷引起的地面变形；

（3）贮灰场灰水渗漏对地下水环境的影响；

（4）大量开采地下水可能引起的地面沉降；

（5）采矿可能引起的厂址场地地表变形和地表位移；

（6）周边人类工程活动对厂址稳定性的影响。

五、厂址比较与推荐

本阶段岩土工程勘察应依据工程地质条件和岩土工程评价的结果，对各比选厂址进行比较，比较因素见表10-8。

表10-8 厂址工程地质条件比较因素表

比较因素	比较内容	推荐原则
地形地貌	地貌单元单一或多种单元，地形起伏大小，地形的完整性和可利用性	地貌单一、地形起伏较小
地质构造	是否存在断裂，地质构造简单或复杂，产状稳定或变化大	地质构造相对简单，不受断裂影响

续表

比较因素	比较内容	推荐原则
地层岩性	岩性单一或复杂多样，地层分布均匀性，是否存在特殊类土	地层岩性单一，岩土性质较均匀，无特殊性土
地下水	地下水类型和水位深浅，对设计和施工有否影响	地下水对地基基础无影响或影响较小
地震效应	基本烈度大小，是否存在抗震不利或危险地段，是否存在液化和震陷问题	低烈度区，抗震有利地段，不存在液化土或软土震陷问题
不良地质作用	是否存在不良地质作用，不良地质作用的类型、发育程度及治理难度	不良地质作用不发育，或治理相对简单，风险较小
地基类型	地基类型简单或多样，天然地基或桩基础的比例，需要桩基础或地基处理，地基处理难易程度	可采用天然地基，或地基处理相对简单
工程边坡	工程边坡的类型、规模、高度和稳定性，治理难易程度	挖填方边坡高度小，或边坡治理相对简单
岩土工程问题	有无岩土工程问题，问题的复杂程度和解决的难易程度，对工程安全和投资的影响程度	岩土工程问题少，或处理相对为简单

依据上述各厂址地质条件比较结果，分析各因素分项，评价其优劣性，推荐厂址应遵循技术可行、风险可控、经济适宜的原则，经认真权衡后，推荐稳定性相对较好、工程地质条件较优的厂址作为火力发电厂建设场地。

推荐厂址还应考虑风险的技术可控和不确定性。对于有可能存在隐伏岩溶、土洞和老采空区，勘察难以彻底查清的厂址，尽量不作推荐，一般应选择风险可控的非岩溶厂址和非煤系地层厂址。

对于地震作用下可能诱发滑坡、崩塌、地陷问题的厂址，应考虑是否有避让可能，应选择地震烈度低、抗震相对有利的厂址。

六、勘察报告编制应注意的问题

本阶段勘察报告除明确厂址推荐意见外，尚应将与工程投资相关的岩土工程问题进行预测，评估工程风险，明确提出试验研究、专项勘察和设计等建议。主要注意以下问题：

（1）勘察报告应突出反映勘察、设计和施工中的岩土工程问题或环境地质问题，特别是影响工程场地稳定安全，影响工程投资的重大岩土工程问题，更应在结论中重点强调。

（2）报告结论中应提出相关试验、检测与监测的建议，主要包括综合试桩、填土试验（分层碾压与强夯）、复合地基试验、预压地基试验、地质灾害监测、边坡监测、灰坝监测、地下水位监测等。

（3）报告结论中应提出专项勘察与研究的建议：包括地震、地面沉降、滑坡、边坡、断裂、岩溶、采空、深基坑支护设计与降水等方面的专题研究。

（4）报告结论中应有设计预留相关处理费用的提醒，包括软土场地的预处理、填土的预处理、岩溶地基处理及不可预见的岩溶地基处理费用等。

（5）当涉及岩溶、断裂破碎带、煤系地层、采空区、软弱夹层或孤石等问题，应有施工勘察建议。

（6）当存在影响场地稳定性和地基稳定性的不良地质作用时，应提出总平面优化或避让的建议。

（7）原则上本阶段不应出现否定厂址的颠覆性结论，对于地质条件特别复杂的电厂场地，初步可行性研究阶段的勘察可能对场地的工程地质条件认识不足，在本阶段勘察后，发现厂址存在难以避开或难以处理的岩土工程问题，本阶段应及时否定，并建议进行备选厂址补充可行性研究岩土工程勘察。

第四节 初步设计阶段勘察

一、目的与任务

1. 勘察目的

初步设计阶段火力发电厂厂址的位置已经最终确定，岩土工程勘察工作应在可行性研究阶段岩土工程勘察的基础上进行深化，进一步查明厂址的工程地质条件、岩土特性及不同建（构）筑物地段的差异，为最终确定火力发电厂建筑总平面布置、建（构）筑物地基基础方案设计、不良地质作用的整治、原体试验等提供岩土工程勘察资料，推荐适宜的地基处理或桩基础方案，并对其他岩土体整治工程进行方案分析论证。

2. 主要勘察任务

初步设计阶段岩土工程勘察主要任务如下：

（1）应查明厂址区场地的地形地貌和地层的分布、成因、类别、时代及岩土物理力学性质，提出地基基础方案初步设计所需计算参数。

（2）应查明厂址区存在的不良地质作用的成因、类型、范围、性质、发生发展的规律及危害程度等，并对其整治方案进行论证。

（3）应查明地下水的埋藏条件及变化规律，分析地下水对施工可能产生的影响，提出防治措施，并对建筑场地地下水和岩土对建筑材料的腐蚀性做出评价。

（4）应查明可能对建（构）筑物有影响的天然边

坡或人工开挖边坡地段的工程地质条件，评价其稳定性，并对其处理方案进行论证。

（5）应提供场地地震动参数，对厂区建筑地段内饱和砂土和饱和粉土进行地震液化判定与评价，并应确定液化等级。当厂区内饱和砂土和饱和粉土地震液化程度存在差异时，应进行液化分区。

（6）应对复杂场地的厂址进行工程地质分区、分带（或分段）。

二、勘察前应取得的资料

初步设计阶段岩土工程勘察应取得如下资料：

（1）勘察任务书或技术要求，内容应包括单机容量、规划总容量、各建（构）筑物初步拟定的基础类型、基础埋深，烟囱、冷却塔拟建高度，灰坝坝型、最大坝高，初步确定的单位荷载及总荷载，要求提供岩土工程勘察成果日期及特殊要求和必要的说明等；

（2）比例尺为 1:500～1:5000，具有坐标及地形，并标有初步拟定的建（构）筑物平面位置及场平整平标高的图件；

（3）可行性研究阶段岩土工程勘察报告和其他专项研究报告，前期取得的有关区域地质、地震地质、矿产地质、水文地质、工程地质、环境地质等资料；

（4）相关部门的批复文件、可行性研究报告评审意见等；

（5）当地岩土工程资料和建设工程建筑经验。

三、勘探点布置和勘探深度

本阶段岩土工程勘察的控制性勘探点不应少于勘探点总数的 1/4。本阶段建筑总平面位置已有初步方案，特别是主要建（构）筑物位置基本确定，施工图设计阶段一般不会有大的变化，应针对性的布置一般性勘探点和控制性勘探点。

厂区勘探点、线、网的布置宜符合以下要求：

（1）勘探线应垂直地貌分界线、地质构造线及地层走向，并应考虑建筑坐标的方向；

（2）勘探点沿勘探线布置，每一地貌单元应有勘探点，同时在地貌和地层变化处应加密勘探线或勘探点；

（3）平原地区的厂址可按方格网布置勘探点；

（4）勘探点的布置应结合主要建（构）筑物位置确定，在主要建（构）筑物范围内可适当加密勘探点，并应考虑建（构）筑物总平面布置变动的可能性。

对火力发电厂厂区内不同工程地质分区，宜根据各分区场地（或地基）的复杂程度，分别采用不同的勘探线、勘探点间距，一般情况下可按表 10-9 确定。

表 10-9　　勘探线、点间距

场地（或地基）复杂程度	勘探线间距（m）	勘探点间距（m）
复杂	50～70	30～50
中等复杂	70～150	50～100
简单	100～200	80～150

厂区勘探点深度应按地基岩土情况、工程荷载大小、对地基变形计算要求确定，当无相关资料时，经验上可按表 10-10 确定。

表 10-10　　勘探点深度

单机机组容量（MW）	一般性勘探孔（m）	控制性勘探孔（m）
125～200	15～25	25～40
300～600	25～35	40～60
800～1000	35～45	≥60

表 10-9 和表 10-10 规定的勘探点间距与勘探深度要求只适用于一般建设场地及一般地基土，不适用于特殊性岩土和不良地质作用发育的场地。地基处理、桩基础等勘探点间距与勘探深度还应满足相应规定。勘探孔深度从预计整平地面算起。

勘探点深度可作适当调整的情况如下：

（1）在预定勘探深度内遇基岩时，一般性勘探点深度应钻入基岩，并准确判明岩性及风化程度即可，但在山麓地区应注意防止误将孤石判为基岩。控制性勘探点深度钻入强风化层不少于 5m，必要时，应打穿强风化层；当基岩为中等风化或微风化时，钻入基岩深度可少于 5m（岩溶发育的场地应按现行国家有关规定执行）。

（2）在预定勘探深度内遇软弱地层时，勘探点深度应适当加深，控制性勘探孔应穿透软弱地层或达到控制深度。

（3）在预定勘探深度内，有分布均匀、厚度超过 3m 的碎石土、密实砂、老堆积土等坚硬地层时，其下又无软弱下卧层时，一般性勘探孔深度可减小，控制性勘探孔应达到规定的深度。

四、勘察中应注意的问题

初步设计阶段岩土工程勘察应注意以下问题：

（1）厂区取岩土试样和原位测试的勘探点数，应根据地层复杂程度确定，一般不应少于勘探点总数的 1/3，且应均匀分布于整个建筑场地，主要建（构）筑物地段可适当加密。每一主要土层的试样（或原位测试数据）不应少于 10 件，其中做力学试验的不应少于 60%。对影响地基稳定和变形的软弱夹层或透镜体应

按主要地层考虑，应取土试样或进行原位测试。

对取样孔和取样间距，若地层水平变化大，则应增加取样孔；若垂直方向变化大，则应减小取样间距。对一般场地土，取样孔和取样间距可均匀布置。

（2）山区厂址场地条件一般较复杂，如仅局限于厂区范围内，有些工程地质问题往往查不清，因此山区厂区初步设计阶段勘测范围应适当扩大，主要工作应布置在地貌变化、基岩起伏较大和第四系覆盖层岩性复杂的地段，并应考虑环境地质条件在施工和运行时可能发生变化的情况。对基岩裸露山区的厂区勘察，应充分利用工程地质测绘和调查手段，并针对山区地质特点合理布置勘探工作。山区勘察应着重查明以下问题：

1）地形特征、地貌成因类型、地貌单元的分布。

2）地质构造特征及不良地质作用。

3）各类岩层的分布、厚度、接触关系、地质时代及工程地质特征，如产状、不同等级的风化层厚度、起伏情况、节理裂隙性状、不利结合面的组合等。特别应查明软弱层、软化层、复杂和不稳定的岩土层的分布及厚度。

（3）山区厂区初步设计阶段岩土工程勘察和评价重点是不良地质作用对场地的影响评价，同时应注意以下问题：

1）分析地基变形特性。

2）分析地质构造和不良地质作用发展和可能产生的危害，如遇水后可能产生的不利结构面组合，软化层和特殊性岩土以及岩溶、滑坡、暗埋沟谷等对厂区建（构）筑物的危害和影响，并提出处理意见。对滑坡应确定可能滑动面，计算滑动推力，提出防治措施建议。

3）当厂区存在临空面时，应分析评价建筑场地稳定性，并提出处理建议。

（4）在特殊岩土地区，应着重查明特殊岩土分布特征，特殊岩土性状指标，相应等级和分区，并提出相应处理建议。在软土地区，应着重查明桩基础的桩端持力层及持力层上部地层的分布，深度、厚度及沉桩成孔条件，以及下卧层的工程地质条件，并提供桩基础设计计算参数。

（5）取水构筑物一般是傍河或直接设置在河中，与火力发电厂其他构筑物相比有其特殊性，它受河流及河道变迁淤积影响较大，故勘察中要研究河流冲刷对岸边稳定性的影响，同时查明不良地质作用和考虑因施工开挖使岸边失稳的可能性。取水构筑物一般荷重较小，且布置在水位以下，经常受到水流的冲刷，而取水构筑物能否正常运行，关键在于地基的稳定性。因此一般性勘探点深度应考虑河床最大冲刷深度及地层受压层深度。根据已有经验，取水构筑物基础埋置大致在最大冲刷深度以下 2.0～3.0m，因此取水构筑物地段的一般性勘探孔深度应至少钻至河床最大冲刷深度以下不小于 5m。控制性勘探孔深度不应小于 20m。当需要采用桩基础时，应按桩基础勘探深度要求确定。

（6）对码头工程的勘察，应遵循现行行业标准 JTS 133《水运工程岩土勘察规范》的规定。对码头岸边稳定问题，影响码头稳定的不良地质作用主要是崩塌和滑坡。产生崩塌的主要原因是河海的冲刷作用，而产生滑坡的原因则较多，有构造、地层、地下水和设计施工方案的诸多因素。在初步设计阶段勘察工作中首先应注意研究解决这些问题。确定码头勘探工作量的原则是确保勘探深度满足码头工程稳定性评价和地基处理及桩基础设计施工的需要，应符合下列规定：

1）当码头地段存在构造断裂和不良地质作用时，应进行工程地质测绘；

2）勘探线应按垂直岸向或地貌单元布置，且不应少于 2 条勘探线，每条勘探线上不宜少于 3 个勘探点。勘探深度应至最大冲刷深度以下 10m，并应满足岸边稳定性计算的要求，当拟采用桩基础时，尚应符合相关规定。

（7）对灰坝的勘察应符合现行行业标准 DL/T 5097《火力发电厂贮灰场岩土工程勘测技术规程》的规定。宜采用多种勘探手段，按场地和地基复杂程度，结合初拟坝型、坝高和坝体稳定性计算需要，查明坝基土层的结构、厚度及其物理力学性质，基岩风化程度，特别是软土及强透水层的分布和埋藏条件，并应查明坝肩的稳定性和不良地质作用及其危害程度，对坝基的稳定和渗漏作出分析和评价。勘探线的布置应符合下列规定：

1）沟谷基岩裸露或覆盖层较薄且在坝基范围内，对岩土及沟谷形态变化不大的场地，宜沿坝轴线和垂直坝轴线各布置一条勘探线。当坝基范围内岩土或沟谷形态变化较大时，宜沿坝址或坝基附近增布一条勘探线。

2）沟谷基岩埋藏较深及土层结构复杂的场地，除沿坝轴线布置勘探线外，尚应在坝轴线的上、下游各布置一条勘探线。上、下游勘探线的位置宜结合坝底宽度布置，并宜布置在坝址和坝踵附近。

3）当坝基有软弱土层和弱透水层分布时，应适当增加勘探线。

4）对河、海滩和平原洼地的围堤灰场，勘探线宜沿堤坝的轴线布置。对河沟洼地等的松软地基，可布置少量垂直于轴线的勘探线。

（8）灰坝勘探点的布置应控制地层的变化，查明软弱土层、结构面和强透水层的分布和埋藏条件。每条勘探线上不少于 3 个勘探点，其间距宜为 25～100m。当沟谷狭窄，土层结构复杂时，其间距可适当调整，但在沟底应有勘探点。

（9）灰坝勘探点的深度，应根据坝基岩土的结构、埋藏条件及其性质，并结合坝高和坝坡稳定性验算的

需要确定，并宜符合下列要求：

1）在沟谷基岩裸露或覆盖层较薄的场地，勘探点的深度应达到基岩面，当基岩表面为强风化时，部分勘探点应适当加深；

2）在沟谷基岩埋藏很深，土层结构复杂的场地，勘探点的深度宜为 0.5 倍坝高。在上述勘探点深度范围内，遇有软弱土层和坚硬土层时，勘探点的深度可适当增减，但最深不超过一倍坝高。

五、岩土工程分析与评价

初步设计阶段岩土工程勘察分析方法可根据不同的分析内容，采取定性分析或定量分析的方法，并满足下列要求：

（1）定性分析依据的材料内容和定量分析依据的岩土参数和计算模式，必须充分、可靠，并符合有关规定的精度要求。

（2）有关建设场地适宜性和地基的稳定性，可仅作定性评价；岩土体的变形、强度及稳定性应在定性评价的基础上，做出定量分析评价。

（3）岩土工程分析时，应充分考虑岩土体的不均一性、各向异性及室内试验条件与实际工况的差异，并应预计到岩土性质随时间、环境、施工等因素的改变而产生的变化，正确确定岩土参数的最佳估算值。

（4）当场地平整存在较大的挖填方时，应分析由于自然条件改变带来的环境地质问题、人工高边坡稳定问题、压实填土、地基均匀性与土层遇水湿陷或软化的可能性。

六、勘察报告编制

初步设计阶段岩土工程勘察应在分析和研究所搜集资料的基础上，结合工程地质调查、钻探、原位测试等现场勘察工作的成果，根据地形地貌、地层结构、地下水条件、特殊性岩土、不良地质作用等因素对火力发电厂场地进行岩土工程分析评价，编制岩土工程勘察报告。

岩土工程勘察报告所依据的原始资料，应进行整理、检查、分析，确认无误后方可使用。岩土工程勘察报告应反映工程特点和工程地质条件，做到资料完整、真实准确、数据无误、图表清晰、结论有据、建议合理、便于使用，并应重点突出，有明确的工程针对性，满足规范和设计要求。

初步设计阶段岩土工程勘察报告宜包括如下内容：

（1）工程概况、任务要求、依据的技术标准、勘察方法及工作量、搜集的资料等；

（2）场地地形、地貌、地质构造和环境；

（3）场地各层岩土的分布和性质；

（4）场地地表水、地下水条件及水、土腐蚀性评价；

（5）地震动参数和地震效应；

（6）特殊性岩土、矿产分布及开采情况；

（7）场地及附近主要不良地质作用和地质灾害的发育特征及其评价；

（8）岩土参数的统计分析和选用；

（9）场地稳定性和适宜性的评价；

（10）场地岩土工程的分析与评价，各类建（构）筑物地基基础方案及地基处理的推荐意见；

（11）结论和建议；

（12）勘察成果附图和附表。

第五节　施工图设计阶段勘察

一、目的与任务

1. 勘察目的

本阶段建（构）筑物总平面布置、地基基础形式、基础埋深、建（构）筑物荷载、地基持力层、桩端持力层等已经确定。勘察应根据不同建（构）筑物的类别、特点、重要性及已确定的地基基础方案和不良地质作用防治措施，详细评价各建筑地段的工程地质条件和岩土特性，并为其地基基础和不良地质作用整治的设计、施工提供满足施工图设计所需的岩土工程资料。

2. 勘察任务

本阶段勘察主要任务为：

（1）查明各建筑地段的地基岩土类别、层次、厚度及沿垂直和水平方向的分布规律。

（2）提供地基岩土承载力、抗剪强度、压缩模量等物理力学性质指标及地基处理、桩基础等地基基础设计所需计算参数。

（3）查明各建设地段地下水埋藏条件、水位变化幅度与规律。当需降水时，应提供地层渗透性指标，并为降水设计提出相应建议。

（4）判定地基土及地下水在建（构）筑物施工和使用期间可能产生的变化及其对工程的影响。

（5）分析和预测由于施工和运行可能引起的地质环境问题，并提出防治措施。

（6）对需进行沉降计算的建（构）筑物，提供地基变形计算参数，必要时进行建（构）筑物沉降计算。

（7）对深基坑开挖尚应提供稳定计算和支护设计所需的岩土参数，论证和评价基坑开挖、降水等对邻近建（构）筑物的影响。

（8）当基础需考虑动力作用时，应提供地基土的动力特性指标。

二、勘察前宜取得的资料

由于施工图设计阶段岩土工程勘察所具有的特

点，所以在进行勘察前一定要尽可能取得以下资料和文件，特别是建（构）筑物的基本情况，否则难以合理制订勘察方案（勘察大纲）。

（1）勘察任务书或技术要求，内容应包括各类建（构）筑物的室内外地坪高程、上部结构类型、基础形式、基础埋深、基底单位荷载或总荷载，变形控制要求、地基处理方案以及拟采用的施工方法等；贮灰场的类型、除灰方式、贮灰场地范围及排洪设施位置，拟建灰坝的顶（底）高程、坝型结构、基底埋深，基底单位荷载（或总荷载），以及筑坝的特殊要求等；对勘察的特殊要求等。

（2）比例尺为 1:500～1:2000，具有坐标及地形的建（构）筑物总平面位置图。

（3）前期勘察报告、试验报告，有关专项研究报告和其他相关资料。

（4）初步设计报告审查意见、相关专项研究的评审结果、相关部门的批复文件或协议。

三、勘探点的布置和勘探深度

各建（构）筑物地段均应采取土试样或进行原位测试，目的是为设计提供计算可靠、合理的计算参数指标。取土试样和进行原位测试的数量应根据建（构）筑物类别及地基复杂程度以建设场地或单独建（构）筑物为单元，每单元同一土层内取土试样（或原位测试数据）不应少于 10 件（个）。

本阶段勘探点的布置根据建（构）筑物的类别及建筑场地地基的复杂程度确定。对于主要建（构）筑物及需要做变形计算的部分附属、辅助建（构）筑物，应按主要柱列线、轴线及基础的周线布置勘探点；对于其他建（构）筑物，可按建（构）筑物的轮廓线或建筑群布置勘探点。

复杂地基的勘探点布置应适当加密，必要时尚应逐基勘探。当条件适宜时，宜选择代表性地段布置适量的探井或探槽。

勘探点的深度应按地基设计计算类别确定，并符合下列要求：

（1）对按地基承载力控制设计的地基，勘探点深度应以控制地基主要受力层为原则，特别是地基持力层。当基础底而宽度不大于 5m 时，条形基础的勘探深度不应小于基础宽度的 3 倍，独立基础勘探深度不应小于基础宽度的 1.5 倍。勘探深度在基础底面以下均不应小于 5m。

（2）对尚需进行变形验算的地基，一般性勘探点深度应满足上述规定，控制性勘探点的深度应超过地基沉降计算深度，地基沉降计算深度的确定应符合现行 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的要求，并根据具体荷载、地层条件合理确定。

（3）当采用地基处理、桩基础或其他深基础时，勘探点深度还应符合相应的规定。

（4）对于岩石地基勘探深度应根据岩石的性质、风化程度及稳定性确定。

四、各建（构）筑物地段岩土工程勘察要点

（一）主厂房地段

主厂房地段包括主厂房、烟囱及炉后设施（包括烟道、除尘器、脱硫脱硝装置等）。勘察工作着重研究地基承载力和不均匀沉降，对地基的稳定性作出评价，当采用深基础时，尚需研究基坑边坡稳定及有关的岩土工程问题。

主厂房地段的岩土工程勘察，应根据荷载要求、场地与地基的复杂程度，着重研究分析地基的强度和变形特征，对地基的稳定性进行准确评价。当采用桩基础或地基处理方案时，勘察应满足相应的规定。

主厂房、烟囱均属地基基础设计等级为甲级的对应建（构）筑物，应按主要柱列、轴线及基础的周线布置勘探点。表 10-11 按照机组容量大小分档规定了勘探点的数量及控制性勘探点的深度。

表 10-11 主厂房地段勘探点数量及控制性勘探孔深度

建筑地段	机组容量（MW）	勘探点数量	控制性勘探点深度（m）	
主厂房	125～200	不应少于 12 个	汽机房外侧柱	15～20
			除氧煤仓间	20～25
			汽轮机	20～30
			锅炉	25～30
	300～600	不应少于 16 个	汽机房外侧柱	25～30
			除氧煤仓间	30～40
			汽轮机	30～40
			锅炉	35～45
	800～1000	不应少于 20 个	汽机房外侧柱	30～35
			除氧煤仓间	35～45
			汽轮机	35～40
			锅炉	40～50
	按烟囱高度确定	3～5 个	烟囱高度小于 180m	20～30
		不应少于 5 个	烟囱高度不小于 180m，且小于 250m	30～50
			烟囱高度不小于 250m	≥50

注 1. 本表适用于天然地基；
2. 表中勘探孔深度从基础底面算起；
3. 表中勘探点的数量为一台机组的数量，若同时安装 2 台或 2 台以上的机组，主厂房勘探点总数量可适当减少。

（二）空冷平台地段

空冷平台建（构）筑物地段主要为空冷平台，其上放置风机，其下一般布置主变压器、厂用变压器、启备变压器、电梯间、封闭母线支架、补充水箱、变电架构、事故油池、空冷配电间、冲洗水泵房等。

空冷平台地段的勘察应结合空冷平台本体及其下部建（构）筑物的布置与排列进行。勘探孔应按柱列线布置，一般勘探深度应为30～40m，平台下建（构）筑物可不再单独布置勘探点。

（三）冷却塔地段

冷却塔从外形上可分为双曲线型和非双曲线型两类，机械通风冷却塔为非双曲线型，自然通风冷却塔、间接空冷塔和排烟冷却塔均为双曲线型。双曲线型塔主要由支柱和塔身组成，自然通风冷却塔尚包括集水池和淋水装置。

双曲线型冷却塔体型大、荷载大，对差异沉降敏感，因此地基的强度、均匀性是勘察的重点。另外，有淋水装置的塔往往会受到漏水的影响，从而引起地基强度的降低和地基变形的增加，为此应进行浸水饱和状态下的固结和抗剪强度试验，以便对地基强度和变形作出明确的评价。

冷却塔地段的勘察应区别对待自然通风冷却塔、机械通风冷却塔、间接空冷塔和排烟冷却塔，对于自然通风冷却塔应着重查明和研究地基的强度、均匀性和漏水对地基性质的影响，间接空冷塔应研究地基的强度和均匀性。

冷却塔地段勘探点应按基础周线、轴线及柱列线布置，冷却塔地段勘探点的间距、数量及深度可按表10-12确定。

表10-12　冷却塔地段勘探点的间距、数量及深度

<table>
<tr><th>建筑名称</th><th>勘探点间距（m）</th><th>勘探点数量</th><th colspan="2">控制性勘探点深度（m）</th></tr>
<tr><td rowspan="5">自然通风冷却塔间接空冷却塔排烟冷却塔</td><td rowspan="5">25～40</td><td rowspan="2">不应少于5个</td><td>淋水面积为1000～2000m²，水塔高度为60～70m</td><td>10～15</td></tr>
<tr><td>淋水面积为2500～3500m²，水塔高度为80～95m</td><td>15～20</td></tr>
<tr><td rowspan="2">不应少于8个</td><td>淋水面积为4000～5500m²，水塔高度为100～120m</td><td>20～25</td></tr>
<tr><td>淋水面积为6000～10000m²，水塔高度为125～160m</td><td>25～30</td></tr>
<tr><td>不应少于12个</td><td>淋水面积大于10000m²，水塔高度为180～220m</td><td>30～40</td></tr>
<tr><td>机械通风冷却塔</td><td>25～40</td><td>—</td><td colspan="2">20～25</td></tr>
</table>

注　1. 本表适用于天然地基；
2. 表中勘探孔深度从基础底面算起；
3. 表中勘探点的数量为一座冷却塔的数量。

（四）烟气脱硫地段

国内火力发电厂脱硫的形式主要有湿法脱硫、干法脱硫、生物脱硫、海水脱硫和氨水脱硫等，目前以采用石灰石—石膏湿法脱硫为主。其他脱硫形式的建（构）筑物虽然在建筑名称和形体上与石灰石—石膏湿法脱硫存在差异，但在平面位置、结构类型、工程安全等级和荷载特征等方面与湿法脱硫基本相似。

石灰石—石膏湿法脱硫工程主要包括以下工艺系统：吸收剂制备与供应系统、烟气系统、SO_2吸收系统、石膏处理系统、工艺水系统、废水处理系统、杂用和仪用压缩空气系统等。

开展脱硫建（构）筑物地段岩土工程勘察前，宜搜集主厂房和烟囱等建（构）筑物的勘察、检测和施工等资料，在此基础上，进行勘察方案的设计。

脱硫建（构）筑物地段的建（构）筑物主要有两大类：一类建（构）筑物对地基的承载力和变形有较高的要求；另一类建（构）筑物由于开挖较深，对边坡的稳定性和施工降水有一定的要求。因此，要有针对性地开展岩土工程勘察工作，制订合适的勘察方案。

对于设计荷载较大的吸收塔、电控楼、石灰石粉仓、烟气加热器（GGH）支架和石膏脱水车间等建（构）筑物，勘察工作应查明地层岩性、分布规律及工程性状，并应分析和研究地基承载力及变形特征，提出地基基础设计所需的岩土技术参数。

烟气脱硫地段勘探点的平面布置宜结合场地及地基的复杂程度和建（构）筑物平面布置方案确定，可按建（构）筑物的轴线、轮廓线、周边线和柱列线布置。勘探点的布置间距及深度可按表10-13确定。

表10-13　烟气脱硫地段勘探点布置间距及深度

<table>
<tr><th rowspan="2">建（构）筑物名称</th><th rowspan="2">勘探点间距（m）</th><th colspan="2">勘探深度（m）</th></tr>
<tr><th>一般性勘探孔</th><th>控制性勘探孔</th></tr>
<tr><td>吸收塔、石灰石粉仓、烟气加热器（GGH）支架</td><td>15～30</td><td rowspan="2">15～20</td><td rowspan="2">20～30</td></tr>
<tr><td>电控（综合）楼、石膏脱水车间</td><td>12～25</td></tr>
</table>

续表

建（构）筑物名称	勘探点间距（m）	勘探深度（m）	
		一般性勘探孔	控制性勘探孔
其他建（构）筑物	25～40	10～15	15～20

注　1. 本表适用于天然地基；
　　2. 表中勘探孔深度从基础底面算起。

（五）辅助与附属建（构）筑物地段

辅助与附属建（构）筑物地段勘探点的布置宜按建（构）筑物的轮廓线和轴线布置。对于地基基础设计等级为乙级所对应的建（构）筑物且场地为中等复杂或复杂时，每个单独建（构）筑物勘探点数量不应少于2个，勘探点深度应为12～20m；对地基基础设计等级为丙级所对应的建（构）筑物，每个单独建（构）筑物勘探点数量宜为 1 个至 2 个，勘探点深度应为10～15m。当辅助与附属建（构）筑物场地地质条件简单、地形平坦、地貌形态单一、地层分布均匀且较有规律时，可按建筑群布置勘探点。

（六）厂区变电地段

厂区变电地段的勘探点布置应靠近主变压器、变电架构的基础。主变压器应布置勘探点，变电架构可按建筑群布置勘探点，勘探深度宜为8～15m，并应进入稳定地层。

（七）供排水建（构）筑物地段

供排水地段包括岸边（或水中）水泵房、取排水构筑物、循环水泵房、综合泵房、输水管道（沟渠）、输水隧洞、蓄水池、沉淀池等，种类较多，勘察时应充分考虑其自身的特点及对发电厂岩土工程勘察的特殊要求。供排水建（构）筑物地段涉及的港口工程或其他水利设施的勘察可按现行行业标准 JTS 133《水运工程岩土勘察规范》执行。

1. 循环水泵房、综合泵房等泵房类构筑物

该类构筑物勘察应研究施工开挖边坡的稳定性、漏水对地基土性质的影响及施工降水等岩土工程问题。

2. 岸边（或水中）水泵房及取排水构筑物

该类构筑物一般荷重不大，有时还需考虑水对基础浮力的影响，而且直接受水流冲击和冲刷，稳定性是此类构筑物勘察的首要问题，因此应首先在水文专业人员的配合下详细调查相关的水文情况，应了解水泵房、取排水构筑物及护岸地段地貌及港湾或河道类型、岸坡形态、冲淤及变化情况、最高及最低水位，查明地表水与地下水的补排关系、水的运动对岸坡稳定性的影响；应查明不良地质作用和施工开挖等人为因素对岸坡稳定性的影响。

此类构筑物勘探点的深度取决于最大冲刷深度和基底以下可滑动面深度，而其基础埋深一般在最大冲刷深度以下 3m 左右，因此勘探点深度应在基底以下5～8m，或基底可滑动面以下1～3m。对于岩石地基，当需要采用抗浮锚杆固定时，勘探深度应穿透强风化层至中等风化层为止，并提供有关地下水资料。当需查明可能产生滑动的结构面时，其勘探点深度的确定，对土类按圆弧法计算求得，对岩石应注意软弱夹层或软弱结构面的不利组合。护岸一般采用地下连续墙，因此护岸地段勘探点深度应满足地下连续墙设计的要求。

针对此类构筑物的不同施工工法，勘察时尚应注意查明施工中可能出现的各种问题。当采用大开挖或围堰施工时，应给出基坑周边和基底土的渗透系数，并判定基坑边坡的稳定性，而对于围堰本身的渗水性、稳定性，应由施工单位自行解决。

当采用沉井（沉箱）或地下连续墙施工时，要考虑下沉或成墙的难易程度。因此在勘察中应特别注意查清地层的均匀性、地下水特别是承压水的埋藏条件，有无大块碎石、漂石或易产生流砂，并分析判断其对施工的影响。对于沉井勘察，勘探孔深度应按式（10-1）确定：

$$D \geqslant H+(0.5\sim1.0)B \qquad (10\text{-}1)$$

式中　D——勘探孔深度，m；
　　　H——沉井深度，m；
　　　B——沉井井宽或井径，m。

3. 输水管道（沟渠）

输水管道（沟渠）的勘察应查明沿线地形地貌、地质构造、地层结构、岩土的物理力学性质、地下水条件及不良地质作用等。在沿线调查的基础上，在地貌、地质单元变化处，高填、深挖地段，跨越地段，以及管线转角、设立支墩处等关键部位布置勘探点。当调查和仅在上述地段布置勘探点尚不能满足要求时，对管道可按200～400m 间距布置勘探点，对明渠可按100～200m 间距布置勘探点，其深度至管道（沟渠）底部以下 2～3m。明渠还应测定土层的渗透系数，以便设计时考虑渗漏问题。

当输水管道（沟渠）遇有公路、铁路、冲沟、河流等障碍，且必须穿越或跨越时，应查明穿越或跨越地段的工程地质条件，并应评价其稳定性；应根据自然条件，因地制宜地确定穿越或跨越通过的方式。穿跨越工程是管线工程重要的组成部分，大的穿跨越工程往往局部控制整个线路的走向，因而应与设计密切配合，合理选择和确定穿跨越地段，既要保持整个线路走向的合理性，又要考虑到工程地质条件的适宜性。穿越或跨越河流的位置应选择河段顺直、河床与岸坡稳定、水流平缓、河流断面大致对称、河床岩土构成比较单一、两岸有足够施工场地等有利河段。

随着新技术的不断发展，管道穿越工程中顶管、定向钻进、盾构等非开挖工法得到了广泛应用，勘察时应查明孔隙水压力、岩土化学成分、有害气体等，并调查分析地面沉降、地上和地下建（构）筑物对地面沉降的敏感度。当采用顶管或定向钻进时，在勘察中应特别注意查清地层的均匀性，查清有无影响施工的大块碎石、漂石等障碍物，对于碎石土应提供最大粒径（必要时进行破碎试验）。

在输水管道穿越河流工程中，勘探点应布置在穿越管道的中心线上，偏离中心线不应大于 3m，间距 50～100m，其深度至河床最大冲刷深度以下 3～5m；当采用非开挖工法穿越时，勘探点应偏离中心线一倍管径；在输水管道跨越河流工程中，跨越段每个墩台位置布置勘探点不少于 1 个，其深度应超过基础底面以下 5m，当采用桩基础时，应按桩基础勘察要求进行。

输水管道（沟渠）的路径较长，经过不同的地质、地貌单元时，应分段评价工程地质条件。

4. 输水隧洞

输水隧洞的勘察首先应查明隧洞进出口的工程地质条件，因为它是关系到能否成洞的主要条件，其次应查明沿线洞体上部覆盖层的厚度，因为它涉及洞体的稳定性计算。对岩体而言，一般认为影响洞体稳定的主要因素是软弱夹层和软弱结构面及其不利的组合关系。当隧洞通过岩石破碎地质构造复杂的地段时，应详细查明断裂和构造破碎带的发育情况、隧洞围岩软弱夹层和软弱结构面的空间展布及其不利组合，以及地下水活动的规律及腐蚀性。

在充分分析和研究影响洞体稳定性的各种不利因素的前提下，作出洞体稳定性评价。

输水隧洞勘察工作量的布置应根据隧洞沿线的地质复杂程度，沿隧洞中心线外侧按之字形在进出口、穿越古河谷、断层破碎带或隧洞顶板厚度小的地段及沿线地质条件较复杂和不良地质作用发育地段布置勘探点，勘探深度应超过隧洞底板设计标高以下 3～5m。隧洞进、出口及傍山浅埋段上覆岩体厚度较小，在这里布孔可以获得较高的利用率，同时这些地段也是最容易出现问题的。勘察方法可采用钻探、物探和现场测试等，必要时可布置洞探。勘探平洞是一种直观而有效的勘探手段，在隧洞进、出口及有压隧洞可作为首选勘察方法。

在地质条件复杂的情况下，隧洞的施工图设计阶段勘察精度难以满足施工要求，而且隧洞在成洞以后，洞室将出现应力重新分布，围岩压力将通过洞室的边墙传送至洞室底面以下，因此施工勘察是不可缺少的。通过施工勘察，能够全面了解洞室围岩情况和应力重新分布的现状，通过原位测试或检测，进一步对洞室稳定性作出评价，及早发现施工中出现的问题，可以起到指导设计和施工的作用。

5. 蓄水池、沉淀池

蓄水池、沉淀池等的勘察应按建（构）筑物轮廓线、中心线或按建筑群布置勘探点。

供排水建（构）筑物地段勘探点的布置原则、数量及深度可按表 10-14 确定。

表 10-14　　供排水建（构）筑物地段勘探点的布置原则、数量及深度

建筑名称	勘探点布置原则	勘探点数量	控制性勘探点深度
岸边（或水中）水泵房及取排水构筑物	按建（构）筑物轮廓线及设备位置布置	不应少于 4 个	基础底面以下 5～8m。若有岸坡滑动时，尚应深入滑动面以下 1～3m，并应满足稳定计算的要求
循环水泵房等泵房	按建（构）筑物轮廓线及设备位置布置	不应少于 2 个	基础底面以下 5～8m
输水管道（沟渠）	工程地质测绘与调查不能满足要求时，应进行勘探工作。沿输水管道（沟渠）路径、转角、高填、深挖及地貌条件变化处布置	根据工程情况及地质情况确定	应超过管道（沟渠）底或支墩底 2m
输水管道穿越河流工程	在穿越管道的中心线上布置	根据工程情况及地质情况确定	应超过管道底 3m
输水管道跨越河流工程	在两岸及河流中心已确定的墩台位置布置	每个墩台不应少于 1 个	应超过基础底面以下 5m
输水隧洞	沿隧洞两侧有关规定布置	根据地质情况确定	应超过隧洞底板设计标高以下 3m

（八）贮煤与输煤建（构）筑物地段

贮煤与输煤建（构）建（构）筑物地段包括贮煤场及干煤棚、贮煤筒仓（煤罐）、卸煤沟、翻车机室、碎煤机室、输煤地下廊道、输煤栈桥、输煤转运站、运煤码头等。

1. 贮煤场与干煤棚

贮煤场、干煤棚属于大面积堆载，由于堆载的不均匀性或地基土层的不均匀性容易引起自身基础和相

邻建（构）筑物（如贮煤挡风墙及斗轮机轨道等）基础产生不均匀沉降，因此勘察时应注意研究地基的不均匀变形特征，同时应评价大面积堆载引起的地面沉降。当贮煤场和干煤棚位于斜坡或岸边且附近存在临空面时，应评价堆载对地基产生滑移的可能性。

圆形煤场是一种封闭的环保型贮煤结构类型。煤场内的地基土在堆煤荷载作用下，将产生较大的沉降变形和向外的侧向变形，侧向变形将对煤场结构施加大的水平力。堆煤区常采用复合地基或桩基础，通过减少浅层地基土承受的荷载，来减少地基土的沉降和水平变形，进而减少水平力。圆形煤场的勘察应评价地基的压缩性、均匀性和承载力，分析长期堆煤引起的地基变形及对挡煤墙、堆取料机基础的影响。

贮煤筒仓（煤罐）体形高、荷载大，勘察时应着重研究地基的均匀性，提供地基承载力及变形计算的有关参数。当贮煤筒仓（煤罐）为桩基础时，应按桩基础工程要求进行勘察。勘探点在基础轮廓线和中心布置。

2. 卸煤沟与输煤廊道和地下转运站等地下输煤设施

对于卸煤沟、翻车机室、输煤廊道和地下转运站等地下输煤设施，因其基础埋深较大，勘察应着重对基础底面以下土层的抗剪特性进行研究，对边坡开挖的稳定性作出评价，并提出支护的建议。如果地下水位较高，需查明场地含水层和隔水层的埋深、分布及水力联系，查明地层的渗透性，对降低地下水位、排水疏干以及隔水等措施提出建议。卸煤沟等深基坑工程在开挖、支护及降水等过程中，易引起周边工程地质条件和水文地质条件的改变，应分析评价其影响。对多层地下水分布区，如勘探点沿建（构）筑物轴线布置，封孔质量不好，易发生地下水贯通，给基坑开挖带来安全隐患，因此勘探点应沿建（构）筑物轮廓线外侧交叉布置。

3. 输煤栈桥

输煤栈桥的勘察应调查沿线的工程地质条件和不良地质作用，查明每基栈桥（支墩）的地层条件，并应提出地基处理和不良地质作用整治的建议。特别应对填土等软弱地基分布厚度进行鉴定，确定其承载力；研究基础以上土层的抗剪强度，分析评价其抗倾覆的可能性。地下水埋藏较浅时，还需提供水文地质资料。一般每基栈桥（支墩）均有勘探点。

4. 卸煤码头

卸煤码头的勘察应查明岸坡形态、地貌特征、冲刷淤积、变迁情况以及不良地质作用，结合拟采用的码头结构类型，分析评价地基稳定性和岸坡稳定，并对地基基础设计、坡体开挖、支护设计及不良地质作用整治提出建议，并应符合现行行业标准 JTS 133《水运工程岩土勘察规范》的有关规定。

贮煤与输煤建（构）筑物地段勘探点的布置原则、数量及深度可按表 10-15 确定。

表 10-15　贮煤与输煤建（构）筑物地段勘探点的布置原则、数量及深度

建设地段		勘探点布置原则	勘探点间距或数量	勘探点深度（m）	
贮煤场、干煤棚及贮煤挡风墙		沿基础和煤棚柱列线	30～50m	15～30	
圆形煤场	挡煤墙	沿基础轮廓线	20～30m	25～40	
	堆煤区	沿中心线网格状	30～40m	20～30	
贮煤筒仓（煤罐）		沿基础轮廓线及轴线	1～2 个	贮煤量小于 10000t	15～30
			3～5 个	贮煤量为 10000～50000t	25～40
				贮煤量大于 50000t	30～50
卸煤沟		沿卸煤沟中心线	20～30m	基础底面以下 5～15	
翻车机室		沿建（构）筑物轮廓线	2～4 个	基础底面以下 5～15	
输煤廊道、地下转运站		沿轴线或轮廓线外侧交叉布置	20～30m	基础底面以下 5～10	
碎煤机室、输煤转运站		沿建（构）筑物轮廓线或轴线	1～2 个	15～25	
输煤栈桥		沿轴线	30～50m	8～10	
卸煤码头		垂直岸线或码头长轴方向	10～30m	基础底面以下 1 倍基础宽度	

注 1. 本表适用于天然地基；
2. 表中勘探孔深度从基础底面算起；
3. 表中勘探点数量为一个贮煤筒仓、转运站的勘探点数量。

（九）贮灰场地段

随着国家环境保护、水资源利用要求的不断提高，干式贮灰场在我国火力发电厂建设中得到广泛的应用。随着电厂机组容量的不断增大，贮灰场的库容也越来越大，一座装机容量1000MW的电厂，年排灰渣量可达1.0×10^6t，以贮灰20年计，需要的灰场容量达2.0×10^7t 左右。目前贮灰场主要为山谷灰场和沿江、沿海的滩涂灰场两类。山谷灰场的灰坝与水坝类似，具有坝高，山洪流量大，地质条件复杂、工程量大的特点。而滩涂灰场则大都处于软土地基，坝较低，但在地基处理方面比较复杂。当为山谷灰场时，采用分期筑坝，利用灰渣作为多级子坝的筑坝材料，可以大大节省投资费用，并充分利用灰渣，扩大库容。这种工程措施已经得到发展。

干式贮灰地段建（构）筑物包括贮灰场灰坝、排水泄洪系统（包含竖井、斜槽、卧管、截洪沟、消能设施等）、除灰管道、灰场管理站等。

贮灰场勘察应根据贮灰场建（构）筑物布置、坝（堤）型、坝（堤）高、库容和贮灰场运行特点，查明场地工程地质条件，分析评价贮灰场建设和运行期间的岩土工程和环境地质问题。初期坝（堤）的稳定性问题、堆灰区的环境地质问题、排洪构筑物稳定性和堆灰荷载作用下井管的地基沉降问题均是贮灰场勘察中应着重解决的岩土工程问题。如果坝基或坝肩地基处理不当，可能会发生坝堤变形，甚至失稳；堆灰区岩溶、塌陷等地下通道处理不当会造成灰渣集中泄漏，导致严重环境污染；截洪沟边坡稳定性不够，在特大暴雨作用下可能会造成干贮灰场溃坝，甚至产生灰渣泥石流，危及下游人民群众生命、财产安全，并给工农业生产造成重大损失等。这些问题都是贮灰场运行过程中极有可能发生的，已建工程也不乏事故实例。

贮灰场岩土工程勘察要求、子坝加高勘察、筑坝材料勘察等具体规定可按现行行业标准 DL/T 5097《火力发电厂贮灰场岩土工程勘测技术规程》的规定执行。

1. 贮灰场灰坝

贮灰场初期挡灰坝、隔离坝、拦洪坝、围堤勘察应符合下列规定：

（1）对山谷灰场，应查明坝基与坝肩岩土的类别、分布、物理力学性质和不良地质作用，对坝基与坝肩的地基强度、堆灰荷载作用下坝基的整体与局部稳定性作出评价，并应提出坝基处理措施和抗滑稳定、抗渗流破坏措施。

（2）对滩涂灰场和平原灰场，应查明围堤下有无软弱土层、液化土层分布，应评价堆灰荷载作用下堤基的整体与局部稳定性和地表水冲刷、地下水渗流对围堤地基的稳定性影响。当存在软弱地基时，应提出地基处理措施。

（3）坝基的整体稳定性主要指筑坝、堆灰或子坝加高后沿坝基产生的整体滑移和渗流破坏，导致整个坝体的破坏失稳。在进行初期坝设计时应结合子坝加高一并考虑坝体的整体稳定性。因此，初期坝勘察时也应分析终期坝体的整体稳定性，为设计提供依据。

2. 贮灰场库区

贮灰场库区勘察应查明场内岩溶、滑坡、泥石流、采空、地表塌陷、地面沉降等各种不良地质作用和岩土层的渗透性、洞穴通道，分析评价不良地质作用对库区稳定性的影响、运行期间可能产生的次生地质灾害以及库区渗（泄）漏可能造成的环境污染，应提出地质灾害、灰水（石膏浆液）渗漏与灰渣（石膏）泄漏、泉水疏导及其他环境地质问题的预防和处理措施。

3. 排水泄洪系统

贮灰场排水泄洪系统包括竖井、斜槽、卧管、截洪沟、消能设施等。排水泄洪系统勘察应查明各构筑物的地基条件和不良地质作用，对各构筑物的地基稳定性、堆灰荷载作用下的地基沉降变形及其对地下排洪设施的影响、截洪沟与消能设施的边坡稳定性及其抗冲刷能力作出评价。

4. 灰场管理站

灰场管理站勘察应查明建（构）筑物地基条件和不良地质作用，分析评价地基条件、场地稳定性和工程边坡的稳定性。

5. 子坝加高

贮灰场的子坝加高勘察是指在贮灰场坝前沉积或堆填灰渣上加筑子坝的勘察，随贮灰高度的增加，实施分级加高分期勘察。由于前期坝地段的地质条件已经勘察查明，因此子坝加高勘察应重点查明拟建坝基地段灰渣的沉积堆填特征、物理力学性质和子坝肩的工程地质条件，评价灰渣筑坝的稳定性与子坝加高的适宜性，并应提出坝基处理措施的建议。

6. 筑坝材料

选择筑坝材料，应遵循因地制宜、就地取材、优先在场内取料、少占或不占耕地林地、保护自然生态和开采运输方便的原则。

贮灰场筑坝材料勘察应查明筑坝所需材料的种类、性质、产地、储量、分布、埋深及开采、运输条件，并应符合下列规定：

（1）用于砌石坝、堆石坝的坝体材料和排渗体石料、护面石料，宜选择硬质、不易软化的未风化～微风化岩石。当缺乏经验时，应采取岩石试样进行强度和软化试验。

（2）用于围堤、筑坝的土料和子坝加高的灰渣料，应采取土样进行室内击实试验以及击实后抗剪强度试验，必要时尚应进行渗透试验；用于围堤、筑坝的石

渣土料，宜在施工前进行专项现场原体试验或室内大型击实试验；用于围堤、筑坝的砂、卵（砾）石料，应采取土样进行颗粒分析试验。

（3）用于防渗覆盖的黏土应进行现场或室内渗透试验。

五、勘察报告编制要点

施工图设计阶段岩土工程勘察报告应详细论述各建设地段的岩土工程条件，提供地基基础设计、地基处理、不良地质作用的整治与防护等所需的岩土工程参数。

施工图设计阶段岩土工程勘察报告宜包括下列主要内容：

（1）工程概况、任务要求、主要工作目的与内容、依据的技术标准、参考的工程资料；

（2）勘察方法和实际完成的工作量、人员组织及工作日期等；

（3）场地地形地貌特征、地层岩性及其工程性质等；

（4）场地不良地质作用及特殊性岩土的分布和发育特征、地质灾害及其对工程的危害程度；

（5）场地地下水埋藏条件及其对基础和施工的影响；

（6）土、水的腐蚀性评价；

（7）原位测试、土工试验成果与分析；

（8）场地地震动参数及地震效应；

（9）场地主要岩土工程问题的分析与评价，地基基础方案、边坡处理、基坑支护和施工降水等岩土工程建议；

（10）场地内及附近矿产资源的分布、开采情况及其对本工程的影响；

（11）施工和使用期间可能发生岩土工程问题的分析，提出监控及预防措施的建议；

（12）场地土壤标准冻结深度；

（13）必要的附件、附图及附表；

（14）结论与建议。

第十一章

架空输电线路岩土工程勘察

第一节　架空输电线路基本知识

一、架空输电线路概念

输送电能的线路通称为电力线路，由发电厂向电力负荷中心输送电能的线路以及电力系统之间的联络线称为输（送）电线路，架设于变电站（开关站）与变电站之间。由电力负荷中心向各个电力用户分配电能的线路称为配电线路。

架空输电线路主要由导线、地线、绝缘子（串）、线路金具、杆塔、拉线、基础以及接地装置等部分组成。输电线路工程通过连续点状分布的杆塔，将电能从甲地输送到乙地。连续点状分布的杆塔，在平面上构成了连续的折线。折线拐点上的杆塔称为转角杆塔，折线段中间的杆塔称为直线杆塔。

杆塔所处的位置称为塔位。塔位是指杆塔建设后工程地质环境有所改变的区域。塔位范围应依据杆塔建设规模、荷载、基础埋深和工程地质条件等综合确定；一般而言，特高压塔位范围不宜小于100m×100m，高压塔位范围不宜小于50m×50m。塔位之外可能对塔位稳定性和杆塔运行安全造成影响的区域称为塔位环境区域。

架空输电线路一般从输电线路起点向终点对杆塔进行连续编号。对某基塔而言，相邻塔位编号大的一侧，称为线路工程的大号侧（或前侧），编号小的一侧，称为小号侧（或后侧）；面向前侧，左手方向称为左侧，右手方向称为右侧。勘察期间的杆塔编号不同于运行的期间的编号。

杆塔之间的距离可用水平档距和垂直档距等多种档距描述。如图11-1中的杆塔B（图中B点），左侧档距为L_1，AB两点之间的距离为左侧斜档距，高差为h_1，O_1点为悬垂线左侧最低点；右侧档距为L_2，BC两点之间的距离为右侧斜档距，高差为h_2，O_2点为悬垂线右侧最低点。水平档距（l_h）为两侧斜档距的平均值，垂直档距（l_v）为悬垂线两侧最低点之间的水平距离。

杆塔可以按多种标准进行分类：按杆塔上悬挂的线路回数不同，杆塔可分为单回路、双回路和多回路；杆塔按受力性质的不同，可分为悬垂型和耐张型；按结构型式和受力特点，分为拉线杆塔和自立式杆塔。自立式铁塔由塔头、塔身和塔腿三部分组成，如图11-2所示。

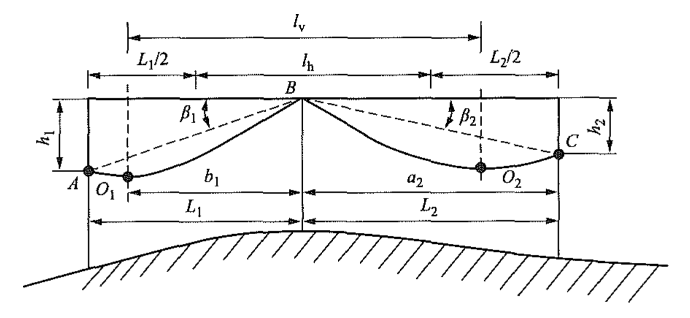


图11-1　水平档距和垂直档距

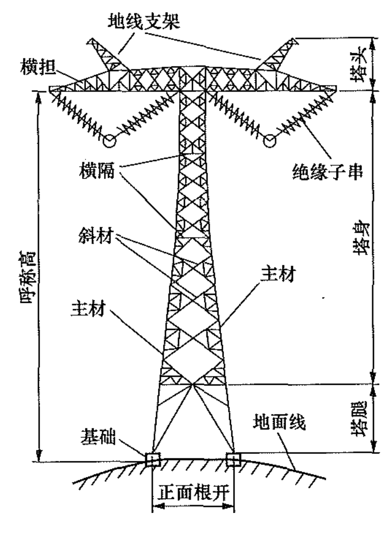


图11-2　自立式铁塔结构示意

悬垂型杆塔主要承受架空线、绝缘子串、金具等产生的竖向荷载，可分为悬垂直线和悬垂转角杆塔；耐张型杆塔除与悬垂型杆塔一样要承受竖向荷载外，还要承受顺线路方向的导线张力，可分为耐张直线、耐张转角和终端杆塔（指输电线点的起止处的杆塔）。

两基耐张杆塔间的线路部分称为耐张段，如果耐张段中间没有直线杆塔，则该耐张段就称为孤立档。

如图11-3所示，按线路前进方向，从左侧开始，沿顺时针方向四个塔腿分别编为A腿、B腿、C腿和

D腿。A腿、B腿、C腿和D腿组成四边形，其对角线长度的一半称为对角半根开，边长称为正面根开。一般情况下，A腿、B腿、C腿和D腿组成的四边形为正方形，在特殊分腿的情况下可以为矩形或其他形状的四边形。

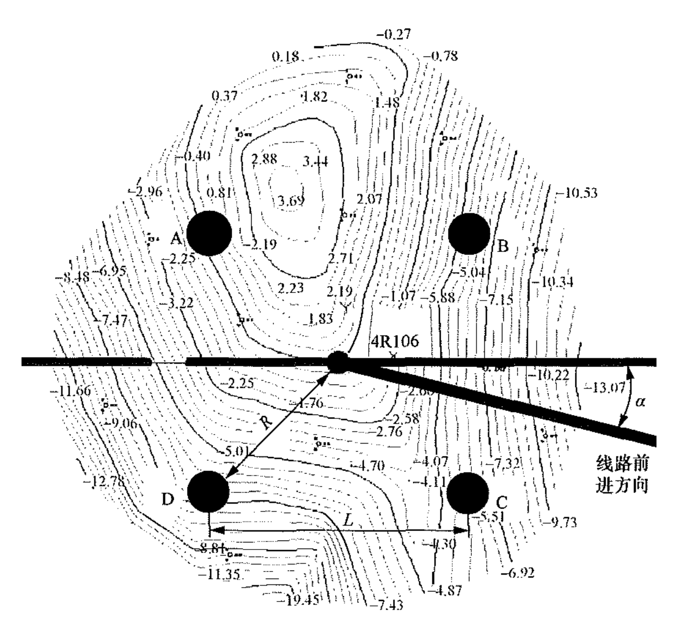


图 11-3 塔基分腿示意

A、B、C、D—塔腿编号；α—转角度数；

R—对角半根开；L—正面根开；4R106—塔位编号

对角半根开大小对线路岩土勘察极为重要，因为其决定了塔位范围，而对角半根开又是由杆塔呼称高度决定的。如图 11-2 所示，杆塔呼称高度是指最下层横担到基础顶面的垂直距离。

二、架空输电线路基础形式

基础的作用是支承杆塔，传递杆塔所受荷载至地基。基础一般会承受下压力、上拔力和倾覆力等作用力。基础可以按不同的标准进行分类，最常用的是按抗力来源不同，可以分成原状土基础和非原状土基础。

原状土基础是指利用机械（或人工）在天然土（岩）中直接钻挖成所需的基坑，将钢筋和混凝土直接浇筑于基坑内而成的基础，通常指岩石基础、锚杆基础、掏挖基础、挖孔桩。原状土基础所受到的下压力、上拔力和倾覆力几乎都将传递给天然土（岩）。非原状土基础（或称为开挖基础），天然土（岩）不是承受基础传递的作用力的主体。原状土基础和非原状土基础可按表 11-1 分类。

表 11-1 基础形式分类一览表

大类	小类	定 义
原状土基础	岩石基础	通过水泥砂浆或细石混凝土在岩孔内的胶结，使锚筋与岩体结成整体的岩石锚杆基础；利用机械（或人工）在岩石地基中直接钻（挖）成所需的基坑，将钢筋骨架和混凝土直接浇注于岩石基坑内而成的岩石嵌固基础

续表

大类	小类	定 义
原状土基础	螺旋锚基础	由锚杆、锚盘和锚头共同组成螺旋锚，螺旋锚基础可分为单锚基础与群锚基础
	掏挖基础	将钢筋骨架和混凝土直接浇入人工掏挖成型的土胎内一次浇筑成形的基础。上部按普通基础开挖、底板在原状土内掏挖的基础称为半掏挖基础
	桩基础	由基桩或基桩和连接于桩顶端的承台组成的基础。桩基础分为单桩基础与群桩基础
	微型桩基础	由小直径现场灌注钢筋混凝土桩和连接于桩顶承台共同组成的基础，又称树根状基础
非原状土基础	混凝土台阶式基础	基础底板的台阶高宽比不小于 1.0，基础底板内不配置钢筋的混凝土基础，简称台阶基础
	钢筋混凝土板柱基础	立柱和底板内均配置受力钢筋，其底板的台阶高宽比不小于 1.0（不宜大于 2.5）的钢筋混凝土基础，简称板柱基础。当基础的立柱与基础底板不垂直时简称斜柱基础
	筏板基础	铁塔四个基础主柱用一个底板连成整体的基础
	装配式基础	用两个或两个以上预制构件拼装组合而成的基础
	重力基础	抗拔稳定主要靠基础自重、不考虑基础上部土体抗拔作用的基础

注 本表基础形式定义引用自 DL/T 5219—2014《架空输电线路基础设计规程》第 2.1 节。

为了适应了山区高低不平的地形，不等高基础广泛应用山区架空输电线路工程。在一基塔的基础中某一个腿的基础，其立柱露出设计基面线的高度与其他腿基础不同时，就称该铁塔的基础为不等高基础。

三、勘察依据与规范体系

架空输电线路岩土工程勘察是指采用各种勘察手段和方法，对线路沿线的工程地质条件进行调查研究与分析评价的活动。架空输电线路岩土工程勘察包括了两方面的内容：查明沿线工程地质条件与评价岩土工程问题。岩土工程问题就是杆塔基础与工程地质条件的相互作用，评价岩土问题的前提是了解杆塔基础的形式和受力情况。

勘察任务书（或技术条件书）与现行的国家、行业标准一道构成了勘察依据。我国线路勘察规范体系按电压等级构建，输电线路工程岩土工程勘察涉及的主要国家标准和行业标准如下：

（1）GB 50741《1000kV 架空输电线路勘测规范》。

（2）GB 50548《330kV～750kV 架空输电线路勘

测规范》。

（3）DL/T 5076《220kV 及以下架空送电线路勘测技术规程》。

（4）DL/T 50496《架空输电线路大跨越工程勘测技术规程》。

（5）GB 50545《110kV～750kV 架空输电线路设计规范》。

（6）DL/T 5217《220kV～500kV 紧凑型架空输电线路设计技术规程》。

（7）GB 50021《岩土工程勘察规范》。

（8）GB 50007《建筑地基基础设计规范》。

（9）GB 50011《建筑抗震设计规范》。

（10）JGJ 94《建筑桩基础技术规范》。

（11）GB 50330《建筑边坡工程技术规范》。

（12）GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》。

（13）DL/T 5104《电力工程工程地质测绘技术规程》。

（14）DL/T 5492《电力工程遥感调查技术规程》。

（15）DL/T 5159《电力工程物探技术规程》。

（16）GB 51044《煤矿采空区岩土工程勘察规范》。

（17）各类特殊性岩土的岩土工程勘察设计规范。

四、勘察阶段划分及其主要任务

根据 GB 50741《1000kV 架空输电线路勘测规范》、GB 50548《330kV～750kV 架空输电线路勘测规范》等规范的规定，线路工程的勘察阶段与设计阶段相同，均划分为可行性研究、初步设计和施工图设计等三个阶段，必要时应进行施工勘察。不同勘察阶段有不同的任务，如下所述：

可行性研究阶段为论证拟选线路路径的可行性与适宜性提供所需的岩土工程勘察资料。本阶段主要任务在于路径方案的比较与选择。

初步设计阶段应为选定线路路径方案、确定重要跨越段及地基基础初步方案提供所需的岩土工程勘察资料，符合初步设计阶段的要求。本阶段主要任务在于对选定路径方案的分段评价。

施图设计阶段中，施工图应为定线和杆塔定位，并针对具体杆塔的基础设计及其环境整治提供岩土工程勘察资料，为设计、施工提出岩土工程建议。施工图设计阶段主要任务在于选定适宜建设的塔位。

从可行性研究阶段到施工图，岩土工程勘察范围由面、带、段到点逐步缩小，勘察精度逐渐提高，勘察关键点同步发生变化。

可行性研究阶段是从确定了起止点的面域中选出适宜于架空输电线路建设地带；初步设计阶段区分选定带各段工程地质条件差异性是其首要目标，只有在分段的基础上才可能提出针对性的岩土工程勘察资料；施工图设计阶段逐基勘察并提供勘察资料。

面→带→段→点的过程是一个筛选过程。施工图设计阶段前各勘测阶段勘察目标是确保推荐路径方案在允许长度范围内能够选出足够多的适宜杆塔建设的塔位；施工图是前两阶段勘察目标的具体实现。

五、勘察对象及其分级

岩土工程勘察的勘察对象随勘察阶段发生变化，对现行规范的规定做汇总归纳分析，勘察对象及其分级见表 11-2。可行性研究阶段和初步设计阶段的勘察对象为路径，一般分别有两个路径与一个路径；施工图变为塔位。路径可为大跨越段和非大跨越段，非大跨越段再按对方案是否存在颠覆性影响可分为一般路径段和制约性路径段。

表 11-2　　勘察对象及其分级一览表

<table>
<tr><th>阶段</th><th colspan="4">勘察对象</th><th>概念或主要岩土工程问题简述</th></tr>
<tr><td rowspan="9">可行性研究阶段和初步设计阶段</td><td rowspan="9">路径方案</td><td colspan="3">一般路径段</td><td>除重点路径段和大跨越段以外的其余路径段</td></tr>
<tr><td colspan="3">大跨越段</td><td>需特殊勘察设计，有专门的勘察设计规范</td></tr>
<tr><td rowspan="7">制约性路段</td><td rowspan="4">不良地质作用发育段</td><td>斜坡地质灾害成片发育</td><td>斜坡地质灾害是指发生于斜坡区的滑坡、崩塌和不稳定斜坡等三类地质灾害；路径无法穿越，从而导致路径方案不成立</td></tr>
<tr><td>泥石流发育区</td><td>泥石流沟谷不能一档跨越时，圈定潜在塔位的“安全岛”宜做专项勘察</td></tr>
<tr><td>采空区</td><td>路径是否可以穿越采空区</td></tr>
<tr><td>岩溶区</td><td>岩溶发育程度划分，建议预留不可预见岩溶地基处理费</td></tr>
<tr><td colspan="2">交叉跨越点</td><td>跨越电力设施与非电力设施的跨越点选择</td></tr>
<tr><td colspan="2">进线段</td><td rowspan="2">与相邻变电站（换流站）、火力发电厂的建（构）筑物的相对关系</td></tr>
<tr><td colspan="2">出线段</td></tr>
</table>

续表

阶段	勘察对象					概念或主要岩土工程问题简述
施工图设计阶段	塔位	地层岩性	岩浆岩区	侵入岩		岩体风化样式和风化厚度；重要矿产分布
				喷出岩		岩浆冷凝成岩与火山灰成岩两类岩性的空间分布及状态、是否存在古风化壳、调查似层面产状
			变质岩区	正变质		与岩浆岩问题类似
				副变质		与沉积岩问题类似
			沉积岩区	可溶性岩石区		岩溶问题
				煤系地层		煤层空间分布及其与塔位的关系、采空区稳定性
				一般沉积岩区		除可溶性岩石和煤系地层外的其他沉积岩区
			第四系土层区	特殊性土	黄土	黄土湿陷性
					多年冻土	冻结深度、冻土的冻胀性
					红黏土	红黏土胀缩性
		地形地貌	山地区	山区		不良地质作用与地质灾害发育、塔位选择困难、塔位稳定性评价
				丘陵		路径方案优化
			平地区	平原		地基的强度与变形问题、多层地下水查明
				戈壁沙漠		地层竖向变化、土腐蚀性、移动沙丘

注 制约性路径段是指对路径有颠覆性影响的地段。

塔位的分类采用了地层岩性和地形地貌两种分类标准。地层岩性分成岩浆岩、变质岩、沉积岩和土层四类，土层再进一步分成特殊性土和一般土两类。线路穿越膨胀岩、烧变岩等特殊性岩石区的可能性较小，无足够工程经验，本章不单独列出特殊性岩石。

六、技术方案

(一) 各勘察阶段技术方案

技术方案是指查明工程地质条件、分析与解决岩土工程问题的方法与手段。可行性研究阶段、初步设计阶段和施工图阶段的技术方案见表 11-3。

表 11-3 各勘察阶段技术方案一览表

勘察阶段	项目	勘 察 手 段
可行性研究阶段	路径可行性	以资料搜集和工程地质调查为主，在常规勘察无法确定路径可行性时，特殊问题应启动专题研究，按规范规定启动相应路径段的专项勘察
	专题研究	提出冻土区、黄土区、盐渍土等特殊性岩土区在初步设计阶段开展专题研究的建议
	专项勘察	采空区移动盆地活动地带、岩溶强烈发育地带、滑坡地带、缺少建设经验的沙漠地带、泥石流发育地带、多年冻土分布地带、其他需要进行专项勘察的地带应启动专项勘察
初步设计阶段	工程地质条件分段	以资料搜集和工程地质调查为主，必要时可做编译工程地质图；新增路径段应采用可行性研究阶段的技术方案
	专题研究	根据可行性研究阶段建议开展专题研究
	专项勘察	根据可行性研究阶段建议开展专项勘察
施工图设计阶段	塔位选择与稳定性评价	室内海拉瓦选位、现场选线与定位、工程地质调查、斜坡稳定性分析评价方法应用
	地基条件查明	工程地质调查或测绘、工程钻探、小麻花钻探、洛阳铲、探井、工程物探、标准贯入试验、重型动力触探、静力触探、旁压试验等勘探与原位测试手段
	岩土参数建议	土工试验、标准贯入试验、动力触探和静力触探等原位测试、点载荷试验、岩石回弹仪测试、工程经验收集
	地下水调查	工程地质调查、工程钻探等
	水土腐蚀性	水质分析、视电阻率测试等
	地震效应评价	标准贯入试验、按规范进行地震效应分析评价
	工程措施建议	提出塔位弃土处理、坡面平顺等工程措施建议、岩土工程勘测报告归纳工程措施共性问题

一般来说，架空输电线路电压等级越高，杆塔高度越高，塔位范围越大，荷载越重，基础埋深越大。电压等级越高，岩土工程勘察的塔位范围越大，勘察精度越高，因此不同电压等级输电线路工程岩土工程勘察的区别不在于技术方案有什么不同，而在于勘察范围与精度的不同。

（二）专项勘察与专题研究

专题研究与科学技术发展水平相关，专项勘察与勘察精度相关。两者在目的、工程经验、承担单位等多方面存在差别，具体见表 11-4。

表 11-4　专项勘察与专题研究的主要区别

名称 项目	专题研究	专项勘察
目的	无法采用现有成熟科学技术术对工程场地建设适宜性进行评价，需专家专门论证并得出结论	提高勘察精度，达到常规勘察无法达到的精度
成果	得出工程场地建设适宜性的最终结论	更高精度勘察报告，不会对工程场地建设适宜性得出否定性结论
工程 经验	需要跨行业、跨地区的工程经验，不同行业或地区的专家可交叉论证	一般不需要跨行业、跨地区的工程经验
承担 单位 或人员	多单位组成的专家组、大学、科研机构	勘察设计单位
示例	不同类型冻土分布范围研究、泥石流对塔位选择影响专题研究	岩溶专项勘察、基坑专项勘察、采空区稳定性评价、高边坡专项勘察

（三）编译工程地质图

“编译工程地质图”概念来源于 DL/T 5104《电力工程工程地质测绘技术规程》的规定，通过转绘区域地质图和野外复核工程地质条件而形成的工程地质图。

对已有地质资料充分的测区进行中比例尺或小比例工程地质调查时，可将区域地质图的地层界线、断层线、构造线等转绘至测绘用地形底图上，然后复核与工程建筑有关的重点路径段。复核地质观测点的数量与密度应满足勘测任务的要求。

根据 DL/T 5104《电力工程工程地质测绘技术规程》，已有资料充分有两重含义：一是具备 1:200000 及更大比例尺区域地质图或区域水文地质图；二是已经进行过工程地质测绘或岩土工程勘测。两者满足其一，即可称为已有资料充分的区域。

七、地质条件复杂程度分类

根据 GB 50741《1000kV 架空输电线路勘测规范》，1000kV 架空输电线路通过地区的地质条件复杂程度的分类应符合下列要求：

（1）地形地貌单一。地层岩体结构简单；岩土种类少，性质变化小；无特殊性岩土；地质灾害危险性小；地下水无不良影响；地震基本烈度小于Ⅶ度；应为简单地段。

（2）地形地貌较复杂。地层岩体结构变化较大；岩土种类较多，性质变化较大；有小范围特殊性岩土问题；地质灾害危险性中等；地下水对地基基础有一定不良影响；地震基本烈度为Ⅶ～Ⅷ度；应为中等复杂地段。

（3）地形地貌复杂。通行困难的陡峭高山峡谷区；大范围分布的塌陷采空区；沙漠区；大范围水上与海上立塔区；地层岩体结构复杂，分布规律差；岩土种类多，性质变化大；特殊性岩土分布广泛；地质灾害危险性大且难以整治，严重影响路径的区域；地下水对地基基础有明显不良影响；地震基本烈度大于Ⅷ度；应为复杂地段。

根据 GB 50548《330kV～750kV 架空输电线路勘测规范》，线路杆塔所在场地复杂程度和杆塔地基复杂程度的划分应符合现行国家标准 GB 50021《岩土工程勘察规范》的规定。

八、勘探方法选择基本原则

岩土工程勘探方法有工程地质调查或测绘、工程钻探、工程物探、探井（槽）、原位测试、室内试验等几大类，每一种勘探方法都有其适用条件，输电线路岩土工程勘察方法的选择应遵循以下五个原则：

（1）工程地质调查的采用。工程地质调查是线路工程岩土工程勘察应采用的基础性方法，可以说是岩土工程勘察的起点。塔位稳定性判断只有通过工程地质调查或测绘来完成。

（2）勘探方法与地层条件相适应。地层条件是勘探方法选择的主要依据，细粒土与粗粒土应采用不同的勘探方法，比如，软土就不能用重型动力触探，碎石土不能用静力触探。

（3）不同区域采用不同的勘察方法。山地区与平地区在地层条件、交通条件、工程钻探用水等多个方面不同，勘探手段应与工程区域的地层条件、交通条件、工程钻探用水等条件相适应，比如，山地区应广泛采用工程地质调查和工程物探，不宜广泛采用工程钻探；平地区则宜广泛采用工程钻探、原位测试。

（4）特殊岩土区可采用特定的勘察方法。特殊性岩土具有特殊性质，应采用能更好地查明其特殊性质的勘探手段，比如，黄土区应多采用探井、洛阳铲，软土区应多采用静力触探。

（5）应采用综合勘探方法。工程地质调查或测绘、工程钻探、工程物探、探井（槽）、原位测试、室内试

验等各类方法应根据其适用条件综合采用。

第二节　可行性研究阶段

一、基本任务

依据输电线路岩土勘察相关规范，可行性研究阶段勘察任务与要求主要有四项：

（1）了解工程背景情况：接受勘察任务书，搜集或取得地形图、设计条件等与工程相关的各种资料。

（2）调查工程地质条件：调查地形地貌、地层岩性、地质构造、地下水、不良地质作用与地质灾害等工程地质条件及可改变工程地质条件的人类活动等。

（3）推荐最优路径：在分析判断各路径可行性的基础之上，从工程地质条件最优的角度推荐最优路径。

（4）启动专项勘察或专题研究：必要时应启动专项勘察或专题研究。专项勘察一般应在初步设计阶段完成，可以根据工程实际情况适时启动。

依据 GB 50548《330kV～750kV 架空输电线路勘测规范》，采空区移动盆地活动地带、岩溶强烈发育地带、滑坡地带、缺少建设经验的沙漠地带、泥石流发育地带、多年冻土分布地带、其他需要进行专项勘察的地带等特殊地质条件地段应启动专项勘察。

二、工程地质条件要素调查

（一）调查内容

可行性研究阶段应调查工程地质条件及其可能改变工程地质条件的相关内容，见表 11-5。

表 11-5　工程地质条件调查内容与调查目的一览表

工程地质条件及其改变因素	调查内容	调查目的
地形地貌	山地区：地貌类型、主要地貌单元、海拔高程、地形起伏状态、地形坡度、水系与山系分布状态、有无地形狭窄区分布 平地区：河流水系分布状态、古（故）河道、鱼塘等人工地貌分布状态与范围	掌握地貌单元平面分布情况，不同地貌单元有不同的岩土工程问题；地形狭窄区应落实路径穿越可行性
地层岩性	山地区：地质时代、成因类型、第四系土层厚度、岩体风化样式、岩体风化分带厚度、岩体完整性、岩石坚硬度、可溶性岩石分布范围、含重要矿产地层分布及其与路径方案的相对关系	从宏观上了解地基条件，同时为塔位稳定性提供基础性资料
地层岩性	平地区：第四系土层成因类型、时代、液化土分布范围、软土分布范围、土层颗粒组成的竖向变化（主要指黏性土与砂土是否存在交替沉积）	平地区需了解地层岩性的空间分布状态是否可能导致出现承压水
地质构造	构造类型、构造线展布方向、构造与山系和水系的相互关系、构造线与路径的相对关系	分析构造线与路径的相对关系，判断穿越区的边坡结构主要类型、含矿地层是否可以避开
地震及地震动参数	地震基本情况、地震动基本加速度等地震动参数	初判液化土液化可能性
地下水	地下水类型、地下水类型与地貌单元之间的相关性、地下水位埋深、水腐蚀性、地下水补给径流与排泄条件（注意工矿企业等人类活动对地下水状态的影响调查，排污水可能改变地下水的腐蚀性）、平地区还应调查是否存在多层地下水和承压水	评价水（土）腐蚀性，为基坑工程和桩基础岩土工程分析评价提供资料
特殊性岩土	黄土、冻土、污染土、膨胀土、残积土等特殊性土的分布位置及其特殊性	为是否启动专题研究提供资料
不良地质作用与地质灾害	不良地质作用与地质灾害的类型、分布位置（高程与平面位置）、发育规律、是否成片分布	了解不良地质作用与地质灾害发育的宏观规律，为路径工程地质条件分段和塔位选择提供指导、掌握避让大型地质灾害点和成片地质灾害发育区的可能性
矿产资源分布与开采情况	矿产资源类型、分布、矿业权设置与开采状态	为调整与优化路径提供基础资料。工程是否压覆矿产资源应以压覆矿产资源评估报告结论为准
植被	植被类型与覆盖情况	了解植被破坏与地质灾害发育的相关性
人类活动	道路建设、矿山开采、水电站与水库建设、村民修房建屋、鱼虾饲养等人类活动的类型与活动强度	了解工程地质条件在工程建设施工与运行阶段的可能变化，以及变化对塔位的影响

（二）调查范围与调查用地形图

可行性研究阶段调查范围应根据山地区与平地区确定，山地区不宜小于路径两侧各 5km，平地区不宜小于 1km，应综合应用室内调查与现场调查方法。工程地质调查用的地形底图一般采用 1:50000 地形图，

有条件时可采用公共影像图或更大比例尺地形图。

三、勘察方法

工程地质调查包括野外踏勘和资料搜集两部分，野外踏勘也可以称为野外作业，资料搜集则包括室内与现场搜集两部分。

（一）室内作业

室内作业主要搜集工程信息与设计条件、区域地质、地质灾害、相邻工程勘察成果、路径穿越已有影像图或公共影像图方面的资料。

1. 工程信息与设计条件

工程信息与设计条件，勘察任务书一般会提供；如果没有提供，应向下达勘察任务的专业或部门了解。

2. 区域地质

全国性、省级行政区和 1:20 万区域地质图是搜集的主要区域地质资料。有条件时，还可搜集不同比例尺的区域地貌单元图、区域水文地质图。

3. 地质灾害

搜集相邻工程的地质灾害评估报告、路径穿越区的地质灾害分布图或评估图。

4. 相邻工程勘察成果

搜集“电力走廊”内的其他工程勘察成果和其他工业与民用建（构）筑物的勘察成果。

5. 路径穿越区已有影像图或公共影像图

宜搜集 DL/T 5492《电力工程遥感调查技术规程》中第三级遥感调查工作所能利用的影像图。

（二）野外作业

野外作业包括现场资料搜集、制约性路径段调查、专业协同工作、一般路径段的代表性路径段调查、必要勘探和取试样等六项工作。六项工作应动态交叉进行，一般顺序是：现场资料搜集→制约性路径段调查→专业协同工作→一般路径段的代表性地段调查→必要勘探和取样。确定顺序的原则是对路径方案越有颠覆性影响的工作越应优先进行。

1. 现场资料搜集

到国土部门搜集矿产资源和地质灾害资料，到矿山企业搜集矿山规划和开采资料，到当地勘察设计单位搜集工业与民用建（构）筑物的勘察成果、工程经验。

2. 制约性路径段调查

路径成立与否实际上是由表 11-5 所列的制约性路径段的可穿越性决定的，因此制约性路径段应优先调查。如果制约性路径段不能穿越，应及时向电气专业提出路径调整建议。

3. 专业协同工作

岩土专业应及时向电气专业提供制约性路径段是否可行的结论性意见，由后者进行调整。

4. 一般路径段的代表性地段调查

当制约性路径段调查完毕，不存在影响路径方案成立与否的地段后，一般路径段可选取代表性地段进行工程地质调查以了解工程地质条件。

5. 必要勘探和取样

当工程地质调查不能掌握工程地质条件时，全线的代表性地段应布置适量的探井、小麻花钻或工程钻探等勘探工作。当不能搜集到线路穿越区的水（土）腐蚀性资料时，代表性地段取得相应的水、土试样以完成水土腐蚀性试验。

（三）专项勘察或专题研究的启动

基于路径方案的可调性，当制约性路径段无法穿越时，应优先选择避开不能穿越的区域。当无法避开制约性路径段，工程地质调查又不能准确得出能不能穿越的结论时，则应启动专项勘察或专题研究。根据工程经验，采空区稳定性评价是最有可能做专项勘察的项目，缺少资料的多年冻土区则最可能启动冻土区划和物理力学性质专题研究。

四、一般路径段勘察工作

（一）调查内容

一般路径段的工程地质调查宜沿路径采用图上分析与野外调查相结合的方法，调查宜符合下列要求：

（1）调查丘陵、低山、中山、高山等各类地貌单元的分布位置及大致比例；岩溶等特殊成因地貌单元应重点调查。

（2）地层岩性可按第四系地层、沉积岩、侵入岩和喷出岩等分类调查，沉积岩的煤系地层和可溶性地层应单列；平地区应调查地层结构的垂向变化。

（3）调查自然边坡宏观结构类型、破坏模式、自然坡高和坡度。

（4）调查滑坡、崩塌、泥石流等地质灾害点的分布位置、规模与范围。

（5）调查沿线岩溶发育形态与发育程度。

（6）调查调查地下水类型。

（7）调查公路边坡放坡比、支护与防护措施。

（8）调查河流、公路和铁路等线状对象与路径方案的相对关系。

（9）调查梯级水电站规划、各级水库正常蓄水位等基本信息。

（二）内容说明

1. 地形地貌

高程、高差与地形坡度是岩土勘察最为关心的地形地貌的三个指标，这三个指标可统摄到地貌单元的概念里。地貌分类是个复杂的系统工程，实际工作中一般采用本书中表 1-1 的划分标准。

地形坡度是一个非常重要的指标，山地区的地形

坡度是确定采用何种地基基础方案的重要因素。可行性研究阶段宜了解小于或等于 30°和大于 30°的地形坡度段所占的大致比例。

2. 地层岩性

查明地层结构及其特殊性是岩土工程勘察工作的起点，地层结构特殊性的分析与评价是岩土工程勘察最重要的内容之一。

岩浆岩区地层结构主要表现为岩浆岩相的空间分布，特殊性在于岩浆岩的差异风化。成层性、可溶性、坚硬程度差异性、含煤性等是沉积岩的四个工程特性，查明与初步评价沉积岩的四个工程特性是沉积岩区工程地质调查的基本目标。

沉积岩的可溶岩主要为灰岩、白云岩等碳酸盐岩。可溶岩调查应和岩溶调查相结合，并为后者提供可溶岩与非可溶岩的地层组合信息。

岩石坚硬程度宜按单轴饱和抗压强度划分为硬质岩和软质岩，单轴饱和抗压强度大于 30MPa 为硬质岩，小于或等于 30MPa 为软质岩。

煤层地层涉及了压覆矿产资源和采空区处理等问题，圈定其分布范围对分析工程建设存在的问题十分必要。压覆矿产资源评估不属于岩土勘察的范畴。

成层性是沉积岩的主要构造特征，也是决定沉积岩区斜坡结构类型的重要因素。岩层产状、层厚和层面特征等是描述成层性的三个主要指标，岩层产状、层厚和层面特征可现场调查。

特殊性岩土也是重点调查的内容之一。

3. 人类活动

人类活动是活跃和重要的改变工程地质条件的外营力，也是造成杆塔在运行期间出问题的直接因素之一。公路建设、矿山开采、水库建设、土地耕作、鱼虾饲养是其中最常见的人类活动。山地区应注意梯级水电站的规划情况，以免将杆塔立于水库塌岸范围之内，甚至将杆塔立于水库正常蓄水位之下。

4. 相对关系调查

一般路径段工程地质调查的内容，如果按平面形状不同划分，可以分成“点”“线”和“面”。“点”主要指点状地物和地质灾害点，“线”主要指河流、道路与构造线，“面”主要指地质灾害点成片分布区和地层岩性区。路径就是从众多的“点”“线”和“面”中选出来的，那么研究“点”“线”和“面”与路径方案的相对关系就比较重要。点状地物、线状地物和面状地物可参阅 DL/T 5492《电力工程遥感调查技术规程》的内容。

五、不良地质作用发育段勘察

（一）分类及概念

按对路径选择的影响，不良地质作用可分为边坡类、沟谷类和塌陷类。边坡破坏形式有滑坡、不稳定斜坡、崩塌、滑塌、倾倒、错落、落石等多种破坏形式，表 11-6 列举了滑坡、不稳定斜坡和崩塌。

表 11-6　　不良地质作用发育段分类表

<table>
<tr><th>大类</th><th colspan="5">概 念 与 子 类</th></tr>
<tr><td rowspan="9">地质灾害类</td><td colspan="2" rowspan="3">边坡类</td><td rowspan="3">斜坡岩土向下的一切运动现象都可以归入此类</td><td>滑坡</td><td>斜坡上岩土重力作用为主下，由于种种原因改变坡体内一定部位的软弱带（或面）中应力状态，该带在应力大于强度下产生剪切破坏，带以上的岩土失稳而作为整体或几大块之下和向前滑动之现象</td></tr>
<tr><td>潜在不稳定斜坡</td><td>有变形迹象，但未发生失稳的斜坡</td></tr>
<tr><td>崩塌</td><td>陡坡上的巨大岩体或土体，在重力和其他外力作用下，突然向下崩落的现象</td></tr>
<tr><td colspan="2" rowspan="2">沟谷类</td><td rowspan="2">发生于冲沟或沟谷内的地质灾害</td><td>沟谷型泥石流</td><td>发生于河流或沟谷中的泥石流</td></tr>
<tr><td>坡地型泥石流</td><td>发生于斜坡上冲沟内的泥石流</td></tr>
<tr><td rowspan="4">塌陷类</td><td rowspan="3">采空区</td><td rowspan="3">矿床开采后的空间及因其产生变形的区域</td><td>Ⅰ型采空区</td><td>大面积开采，可以形成采空移动盆地的采空区</td></tr>
<tr><td>Ⅱ型采空区</td><td>开采隔挡式褶皱内平面宽度较小矿带而形成的采空区</td></tr>
<tr><td>小窑采空区</td><td>私挖乱采形成的采空区</td></tr>
<tr><td>岩溶</td><td colspan="3">可溶性岩石在水的溶蚀作用下，产生的各种地质作用、形态和现象的总称</td></tr>
</table>

（二）勘察方法与目标

（1）勘察逻辑顺序是：识别→现场调查→分析评价。逻辑顺序不等于开展工作的时间顺序，“识别”“现场调查”“分析评价”应动态交叉重复进行。

（2）调查颠覆性因素。查明是什么因素导致了路径不可行，比如：地质灾害点密度过大，无法找到立塔“安全岛”；采空区地表变形大，有塌落危险。

（3）查明颠覆性因素发育的宏观规律。可行性研究阶段侧重于从宏观上把握路径可行性，把握的最好方法就是总结规律；在总结规律的基础之上，对制约

性路径段做进一步工作，以确保回答下一个问题。

（4）回答制约性路径段的可穿越性。可行性研究阶段必须问答该问题。

（5）明确穿越方式。比较完全避开和寻找立塔“安全岛”。

（6）如果常规勘察不能回答上述问题，则应启动专项勘察。

（三）斜坡地质灾害成片发育区

1. 识别

基于影像图，可在室内完成初步识别斜坡地质灾成片发育区的工作，具体方法可见 DL/T 5492《电力工程遥感调查技术规程》。除了基于遥感技术的识别外，还可从搜集到的地质灾害点分布图或地质灾害防治规划图等图件上直接圈定可能的斜坡地质灾害点成片分布区。

如果上述两类手段均不可行，可以依据路径穿越区的工程地质条件、降雨、气候等基本信息，分析斜坡可能的破坏类型、出现位置与发育程度等基本信息。

2. 现场调查

现场主要调查斜坡破坏类型、分布位置或范围、规模、发育程度等基本信息。

（1）类型：区分滑坡、不稳定斜坡、崩塌等三种基本类型，坍塌、滑塌、倾倒、错落、落石等类型不必细分，可归入三种基本类型。

（2）分布位置或范围：指平面位置和高程，调查到的地质灾害点应以点或面的形式标记在调查用地形图之上，同时宜在地形图上圈出斜坡地质灾害成片分布区范围。平面位置还应关注滑坡与河流、公路、铁路等线状体之间的相对关系，地质灾害点与这些线状体之间的水平距离与垂直高差。

（3）规模：除了关注滑坡体或崩塌体体积之外，更应关注各类地质灾害的平面尺寸、形状及其在斜坡上位置。

3. 分析评价

（1）斜坡地质灾害发育规律：分析地质灾害发生的主要位置类型，是斜坡坡顶、斜坡中部，还是斜坡下部；地质灾点发育位置与河流的相对关系，是否主要发育在河流第一斜坡带，是分布于河流左岸多、还是右岸多；与构造之间的相对关系分析，分布于褶皱的核部，还是两翼；分析地质灾害与斜坡宏观结构类型之间的关系，顺向、切向和逆向边坡，哪类边坡容易发生哪类地质灾害。

（2）圈定斜坡地质灾害成片发育区的位置：根据上述的分析判断，在地形图上圈出斜坡地质灾害成片发育区的大致范围。

（3）路径可行性分析：可行性研究阶段调查清楚所有地质灾害点，显然是“不可能完成的任务”，所以才需要进行斜坡地质灾害发育规律的分析。基于发育规律的分析判断，结合工程经验，分析路径可行性。

（四）泥石流发育区

1. 识别与分类

泥石流发育区识别方法可见 DL/T 5492《电力工程遥感调查技术规程》。泥石流按其发生位置可以分成沟谷型泥石流与坡地型泥石流。

沟谷型泥石流发育位置比较低，架空输电工程一般可以跨越，但有的泥石流沟宽达 2～4km，线路无法一档跨越，须从中找出安全岛通过。

坡地型泥石流又称为山坡型泥石流，一般发育在尚未形成明显沟槽且陡峻的山坡上，有一定汇水条件的凹型坡面，坡体上有一定厚度的松散碎屑物。山坡型泥石流规模较小，没有明显的形成区和流通区，堆积物多为一次性搬运，泥沙输移量为数十立方米至数千立方米。坡地型泥石流规模小，线路工程可一档跨越。对塔位选择可能影响是，坡地型泥石流可能导致斜坡浅层滑坡。

2. 现场调查

沟谷型泥石流与坡地型泥石流的现场调查内容有所区别，具体见表 11-7。

表 11-7　泥石流现场调查内容与目的

类型	调查内容	调查目的
沟谷型泥石流	位置与范围	分析泥石流与路径的相对关系
	泥石流宽度	分析可能的穿越方式
	从物源区、流通区和堆积区哪一区通过、主流域区、发生频率	分析找到立塔“安全岛”的可能性
	路径通过区的物质组成及其来源	分析地基条件与地基基础方案
	地下水状态	分析地基基础方案、基坑工程措施
	最高泥位线及最高泥位线之上的斜坡稳定性	泥石流到达的最高高程，为寻找安全跨越点提供资料
坡地型泥石流	一般长度、平面宽度、切割深度	总结发育规律，分析泥石流对路径的影响
	所在区域的地层岩性类型	分析哪此地层岩性区和哪类斜坡结构类型最容易发生坡地型泥石流
	所在区域的主要斜坡结构类型	
一般调查内容	植被	分析泥石流发生的频率和植被破坏可能产生的后果
	当地治理措施	为泥石流治理提供工程经验

3. 分析评价

路径与沟谷型泥石流之间的相对关系见表11-8。当相对关系为穿越、极难跨越时，宜启动专项勘察。

表11-8　泥石流与架空输电线路的相对关系及危害性

相对关系		简要说明	危害对象及说明	危害程度
平行		线路与泥石流沟流向平行，垂直跨越泥石流的多条支流	泥石流支流对塔位选择有影响	危害小
相交	普通跨越	泥石流及其影响带宽度有限，小于500m，不会改变线路的正常档距	没有影响	危害小或无危害
	较难跨越	泥石流及其影响带宽度大于500m，小于1000m	正常档距不能跨越，需升高铁塔	危害中等
	穿越	泥石流及其影响带宽度大于1000m，但泥石流中有安全岛，塔位可选取安全岛	地基需做特殊处理，和增加泥石流防护措施	危害中等
	极难跨越	泥石流及其影响带宽度大于1000m	需特殊设计	危害大
线外		泥石流及其影响带对线路无影响	无危害，影响路径调整	危害小或无危害

坡地型泥石流应主要分析其宏观发育规律、对塔位选择的影响、施工阶段是否需要“以位定线”，然后判断路径从哪些区域通过是最优选择。

（五）采空区

1. 识别

根据含矿地层分布范围和矿业权设置范围，可初步识别可能采空区的范围。

2. 现场调查

小窑采空区是私挖乱采形成的；采空区也可能出现“以探代采”和“越界开采”两类“私挖乱采”。“以探代采”是指在探矿权范围内进行的开采活动。越界开采是指矿山实际开采范围在平面上或竖向上超出了采矿权证确认的开采边界。对采空区的“私挖乱采”的现状与对路径选择的影响，应以现场调查结论为准。

3. 分析评价

路径穿越矿业权设置区有两个重要问题需回答：矿产压覆问题；采空区稳定性评价。矿产压覆问题不应由岩土勘察解决，应由工程建设用地压覆矿产资源评估解决。采空区稳定性评价应针对已经形成的采空区进行，不宜针对规划采空区，因为规划采空区有太多不确定性因素。当常规勘察回答不了“路径能不能穿越采空区”时，则应启动专项勘察。

（六）岩溶区

1. 识别与分类

与斜坡地质灾害点成片发育区识别相比，岩溶区识别比较容易，可以从地层岩性与地形等高线形式两方面识别。碳酸盐类岩石（灰岩、白云岩等）、硫酸盐类岩石（石膏、芒硝等）和卤素类岩石（岩盐等）等可溶性岩石存在于何处，何处就有岩溶。岩溶区的地形等高线常呈“气泡”状、“馒头”状。

有关岩溶的基础知识可参阅本书第五章第一节“岩溶勘察”。可行性研究阶段岩溶勘察应从宏观上了解路径穿越区的岩溶类型、岩溶发育程度、岩溶发育宏观规律。按溶蚀程度和地貌组合形态划分，岩溶区可分成峰丛、溶蚀洼地—峰林峰丛、溶蚀残丘、孤峰平原、石林石芽等五种基本类型。

2. 现场调查

峰丛、溶蚀洼地—峰林峰丛、溶蚀残丘、孤峰平原、石林石芽等五种基本类型的现场调查内容既有共性，更多的是差异性。不同岩溶类型的现场调查内容与目的见表11-9。

表11-9　岩溶区调查内容与目的

类型	调查内容	调查目的
一般调查内容	岩溶类型	确认路径穿越区属于哪一种基本类型
	地形基本信息：夷平面高程；斜坡高度与坡度、陡岸形态与分布	确认岩溶发育分期；分析潜在立塔位置
	基岩面起伏程度；主要岩溶形态；溶沟（槽）的形态、充填情况；溶沟（槽）与石；溶洞分布高程、大小、稳定性；暗河出露高程、延伸方向	分析岩溶发育的宏观规律：分布高程、岩溶发育方向（以水平向为主，还是以垂直向为主）；判定岩溶发育程度
	表层溶蚀状态：表层有多厚岩石已经从母岩中溶断	分析地基处理方案、表层溶蚀形成的松动块石是否需要清除
峰丛区	竖井等垂向岩溶分布与发育状态	分析塔位是否可以避开该类区域
	峰丛间的鞍部形态：宽度、两侧斜坡坡度	分析鞍部立塔可能性
	陡崖分布位置与状态	分析崩塌与危岩对塔位选择的影响
	斜坡长度与坡度	分析在斜坡中部立塔的可能性
	斜坡下堆积物状态，有无倒石锥	分析倒石锥立塔可能性
溶蚀洼地—峰林峰丛	峰林的高度、坡度	分析从峰林斜坡立塔可能性
	峰丛的鞍部形态、大小	分析鞍部立塔的可能性

续表

类型	调查内容	调查目的
溶蚀洼地—峰林峰丛	溶蚀洼地的规模、分布高程；溶蚀洼地内有无落水洞等负地形	分析在溶蚀洼地的立塔可能性；分析土洞发育的可能性
	峰林峰丛与溶蚀洼地的接触状态：峰林峰丛有无倒石堆；接触地带的基岩起伏状态	分析路径从接触地带穿越可能会遇到的问题
	溶蚀洼地内红黏土厚度	分析可能的地基基础方案；是否需要考虑抽排水
	溶蚀洼地地下水位	
溶蚀残丘	残丘平面形态：直径、丘坡坡度	分析丘顶立塔的可能性
	残丘间的水平距离	分析水平档距和丘间冲沟内立塔的可能性
	残丘底部与第四系土层接触状态	分析出现土岩组合地基的可能性
孤峰平原	负地形分布位置、高程	分析土洞发育的可能性
	红黏土厚度	分析地基基础方案；是否需要考虑抽排水
	溶蚀洼地内的地下水位	
石林石芽	石林高度与形态	分析从石林区穿越的可能性
	石芽高度与密度	分析地基处理方案；是否需要考虑抽排水
	溶沟（槽）与石芽的组合形态	
	地下水位	

3. 分析评价

岩溶区分析评价的主要内容有以下五项：

（1）岩溶发育程度定性判断：依据 GB/T 51031《火力发电厂岩土工程勘察规范》的定性判断标准，划分路径穿越区的岩溶发育程度。

（2）岩溶发育规律分析：分析岩溶发育方向与夷平面高程的相关性、路径走线高程与夷平面大致高程的关系。

（3）潜在塔位位置分析：分析溶蚀洼地、溶蚀洼地边缘、鞍部、斜坡中部、残丘顶部等最有可能成为潜在塔位。

（4）圈定“以位定线”的地段：圈出因地形太差需要“以位定线”的地段。

（5）根据岩溶发育程度建议预留不可预见岩溶地基处理费；预计可能需要考虑避让崩塌或处理危岩地段的大致长度。

六、交叉跨越段和进出线段勘察

（一）交叉跨越段

交叉跨越段指跨越水库、输电线路、公路、铁路人工地物。跨越河流和水库段应重点调查跨越点与库水位之间的水平与垂直距离，分析跨越点所在斜坡的稳定性。跨越公路、铁路等线状地物，重点调查因修建公路、铁路等而形成的人工边坡的稳定性，以及杆塔建设可能对公路、铁路的运营影响，如弃土如何处理。无论跨越什么，重点调查的都是路径与被跨越物之间的相对关系，以及潜在跨越点的确定。跨越段均应现场调查，且应多专业现场共同确认潜在跨越点。

（二）进出线段

重点调查已建或拟建的火力发电厂、变电站（换流站）等对进、出线塔位选择的影响。一般应搜集已建或拟建的火力发电厂、变电站（换流站）等的平面布置图，在平面布置图上选择塔位位置。

进、出线段塔位选择不当，可能发生的问题有：塔位选到了弃土弃渣等不可能立塔的区域；塔位选到了不宜立塔的深厚填方区；杆塔建设恶化填方边坡或挖方边坡的稳定性；填方边坡或挖方边坡的失稳导致塔位的失稳。

进、出线段均应现场调查，且应和火力发电厂、变电站（换流站）等设计方沟通配合，共同选好潜在的进、出线塔位。

七、大跨越勘察

依据 GB 50545《110kV～750kV 架空输电线路设计规范》，大跨越是指线路跨越通航江河、湖泊或海峡等，因档距较大（在 1000m 以上）或杆塔较高（在 100m 以上），导线选型或杆塔设计需特殊考虑，且发生故障时严重影响航运或修复特别困难的耐张段。

大跨越段在可行性研究阶段的勘察对象就是塔位，而不是路径方案。据现行电力行业标准 DL/T 50496《架空送电线路大跨越工程勘测技术规程》，可行性研究阶段岩土勘察的任务主要是调查、搜集大跨越地段的地质资料，初步评价大跨越地段的区域稳定性、场地稳定性，配合路径方案，确定可能的大跨越点和推荐最优大跨越方案，并提供方案设计与概算所需的岩土工程资料。

八、特殊性岩土勘察要点

黄土、冻土、红黏土、盐渍土、人工填土、软土等特殊性岩土勘察除满足线路岩土勘察相关规范外，还应满足相应的特殊性土勘察规范（程），特殊性土的主要岩土工程问题和可行性研究阶段的勘察要点见表 11-10。

表 11-10　特殊性岩土勘察要点一览表

类型	岩土工程问题	勘察要点或需查明的内容	勘探手段
黄土	黄土湿陷性	黄土地层的时代、成因；湿陷性黄土层的厚度；场地湿陷类型和地基湿陷等级；主要物理力学参数	以工程地质调查和搜集工程资料为主，必要时应布置适当的探井以取黄土土样

续表

类型	岩土工程问题	勘察要点或需查明的内容	勘探手段
多年冻土	冻结深度、冻土的冻胀性	岩土类型；多年冻土类型；冻土地貌类型及其分布；冻胀、融沉等冻害分布位置；冻土沼泽分布位置与规模；冻土上限；土含水量	以工程地质调查和搜集工程资料为主；对缺乏冻土研究资料的超高压和特高压工程，当冻土场地复杂程度为中等及以上时，应启动多年冻土专题研究
红黏土	红黏土胀缩性	红黏土分布位置与厚度；红黏土"上硬下软"的"硬层"大致厚度；大气影响深度与急剧影响深度；红黏土内有无土洞分布	以工程地质调查和搜集工程资料为主，必要时可布置适量小麻花钻等勘探工作
盐渍土	土腐蚀性	盐渍土类型与分布范围；盐溶与盐胀现象；地下水的类型、埋藏条件、水质、水位及其季节变化	以工程地质调查和搜集工程资料为主，无法搜集土腐蚀性资料时应取土样和水样做水土腐蚀性试验
人工填土	填土湿陷性、水土腐蚀性	分布范围、类型、成因、堆填年限	工程地质调查和搜集工程资料
软土	软土欠固结性，地基强度和变形不满足要求	分布范围、厚度、有机质含量、物理力学性质的竖向变化；地下水类型、埋藏条件、水位及其季节变化	工程地质调查和搜集工程资料，必要时可布置适量的工程钻探或静力触探试验工作

注 冻土场地复杂程度划分宜执行 GB 50324《冻土工程地质勘察规范》的相关规定。

九、岩土工程勘察报告

岩土工程勘察报告应论述清楚路径穿越区的工程地质条件，分析主要岩土工程问题，比较路径方案优劣，从岩土专业角度推荐最优路径方案，提出下阶段工作建议、专项勘察或专题研究的建议。可行性研究阶段岩土工程勘察报告章节结构与编制要点见表 11-11。

表 11-11 可行性研究阶段岩土工程勘察报告章节结构与编制要点

章节	编制要点
1 前言	工程名称、工程编号、任务来源；行政区及路径示意图；设计条件与勘察任务；执行规范与参考文献；勘察重点、勘测技术方案与工作量布置；人员组成；时间节点；附图坐标系统、坐标误差来源说明
2 工程地质条件	按工程地质条件要素分别论述
2.1 地形地貌	地貌单元分类描述；地形坡度；路径方案与河流的相对关系；地质构造与地形地貌的相关性分析；人工地貌
2.2 地层岩性	地层时代及其分布位置，结合区域地质图分段描述；花岗岩等侵入岩类、灰岩等可溶性岩类、砂（泥）等一般沉积岩类和第四系土层等四类岩性区的长度与比例；含重要矿产的地层展布方向、与路径的相对关系、穿越长度等；硬质、软质和软硬相间等三类岩性区的长度及比例；特殊性岩土类型、长度、分布位置等
2.3 地质构造	大地构造单元和构造纲要图；构造特征；构造线与路径的相对关系；地质构造对地层岩性、地形地貌的控制性作用分析
2.4 地震与地震动参数	历史地震与路径相对关系示意图；穿越区重要地震简述；地震动峰值加速度与路径相对关系示意图
2.5 地下水	地下水类型；地下水的补给、径流与排泄；地下水化学类型与腐蚀性
2.6 不良地质作用与地质灾害	发育与分布情况概述；宏观规律总结；分类描述
2.7 特殊性岩土	类型；位置；相应规范要求的其他内容
2.8 人类活动	类型及其活动强度；主要区域；与路径的相对关系
3 矿产资源	矿产资源类型、开采现状、与采空区之间的相关性
4 岩土工程分析与评价	方案分析评价与比较
5 结论	工程地质条件基本特点、主要岩土工程问题、最优路径方案、专项勘察或专题研究建议
附图	区域地质图、地质灾害点分布示意图等

第三节 初步设计阶段

一、基本任务

可行性研究阶段与初步设计阶段，岩土工程勘察的对象都是路径，但略有区别：可行性研究阶段侧重于路径；初步设计阶段侧重于潜在塔位。两阶段的勘察任务、要求与实现途径没有本质的区别，在勘察深度上有所区别：

（1）制约性路径段潜在塔位选择：明确不良地质作用发育段、交叉跨越点、进线段和出线段等制约性路径段的潜在塔位位置，必要时可考虑做到施工图深度。

（2）工程地质条件分段评价：分段总结地形地貌、地层岩性、地质构造、地下水等工程地质条件特点，分析塔位选择难易程度，建议地基基础方案和工程措施。

（3）地基条件初步查明：山地区应宏观地了解潜

在塔位位置的第四系土层厚度、岩体强风化带厚度、岩石坚硬程度与完整程度；平地区应掌握地基条件和地下水条件，必要时应布置工程钻探或静力触探等勘探工作。

（4）地下水类型调查与水（土）腐蚀性评价：地下水类型可按埋藏条件和赋存介质两类标准分类；水（土）腐蚀评价宜分工程地质条件段进行。

（5）制约性路径段宜综合现场工程地质调查成果和区域地质图资料等绘制编译工程地质图。

（6）专项勘察或专题研究在本阶段应完成。

有多种原因可能导致路径调整或增加。新增路径和超出了可行性研究阶段勘察范围的路径段，应按可行性研究阶段勘察要求做相应的补充勘察工作。

二、工程地质条件要素调查

初步设计阶段应在可行性研究阶段勘察成果的基础上做进一步的工程地质条件细化调查。

1. 地形地貌

调查潜在塔位处的主要地貌单元类型。地形坡度可在可行性研究阶段工程地质调查的成果基础上，进一步统计小于30°和大于30°等地形坡度段所占比例。

2. 地层岩性

山地区应分地层岩性段调查：第四系土层厚度、强风化带岩体厚度、岩体完整程度和岩石坚硬度。地层岩性的地层成因分段可采用表 11-2 中施工图阶段塔位的地层岩性分类标准。平地区应进一步了解地层结构组成及其垂向变化。

3. 不良地质作用与地质灾害

以潜在塔位为焦点，调查潜在塔位与不良地质作用、地质灾害之间的相对关系，明确路径穿越不良地质作用与地质灾害区的具体方式。

4. 地下水

按工程地质条件不同分段调查地下水类型与腐蚀性、补给径流与排泄条件、地下水位埋深与变化幅度，平地区尤其应注意地下水各项调查内容的准确性。

5. 人类活动

以潜在塔位为焦点，调查人类活动与潜在塔位的相对关系，分析人类活动对潜在塔位的影响。地震、降雨和人类活动是最常见的改变工程地质条件的因素，人类活动又是其中最剧烈、最没有规律的改变因素。

三、勘察方法

初步设计阶段勘察方法与可行性研究阶段一样，不再重述；两阶段的区别是本阶段应完成专项勘察或专题研究。

四、一般路径段勘察

一般路径段应在可行性研究阶段勘察成果的基础之上做细化勘察。细化勘察的具体要求参见本节前述的“基本任务与要求”和“工程地质条件要素调查”两节。

五、制约性路径段勘察

制约性路径段勘察可完成的工作有提前做到施工图深度、斜坡类地质灾害点相对关系研究、编译工程地质图、塔位与相邻建（构）筑物相对关系。

1. 提前做到施工图深度

可行性研究阶段已经确保了制约性路径段的可行性，初步设计阶段应具体落实塔位的位置。落实塔位的最可靠方法，就是提前将制约性路径段做到施工图深度。采空区、地形狭窄区和极强烈岩溶发育区是三类常见的需提前做到施工图深度的区域。

2. 斜坡类地质灾害点相对关系研究

斜坡不同类型地质灾害可以抽象为一个“点”，本节以滑坡为例说明“点”与塔位间的相对关系、危害对象与危害程度的分析方法，见表 11-12。

表 11-12　　滑坡与塔位的相对关系划分表及示意图

相对关系		简要说明	危害对象及说明	危害程度	示意图
平行		滑坡点高度与线路可能塔基高度基本一致，滑动方向与线路走向近平行，位于线路前进方向的左侧或右侧	滑坡侧向扩展可能造成塔基失稳	小	输电线路；滑坡
相交	线上方	滑坡发生位置高于线路通过位置，且滑动方向与线路走向大角度相交	影响塔位选取，运行时可能直接破坏铁塔或滑动飞石砸中导线	中等	滑坡；铁塔
	线外上方	滑坡发生位置高于线路通过位置，滑动方向与线路走向大角度相交，线路从滑坡后前缘堆积影响带外通过，两者有缓平台	对线路没有直接影响，但滑坡堆积可改变铁塔上方的水循环条件	小	滑坡；铁塔

续表

相对关系		简要说明	危害对象及说明	危害程度	示意图
相交	线下方	滑坡发生位置低于线路通过位置，滑动方向与线路走向大角度相交，线路从滑坡后缘通过	滑坡发生累进性破坏，造成失稳范围扩大，可能危及塔基稳定	中等	
	线外下方	滑坡发生位置低于线路通过位置，滑动方向与线路走向大角度相交，线路从滑坡后缘影响带外通过，两者有缓平台	对线路没有直接影响，可能影响施工和运行管理的通道	小	
	背离	滑坡发生与线路相同山体的另一侧	对线路没有直接影响	无	
	线下	滑坡发生送电线路下方的沟谷之中	对线路没有直接影响	无	—
线对岸		滑坡与线路分属于冲沟或河流的两岸	没有直接影响，滑坡造成的堵江（河）可能会造成间接影响	小	
远离		滑坡与线路通过处不属于同一微地貌单元	没有影响，总结规律	无	—

3. 编译工程地质图

地层岩性、构造线等区域地质信息由区域地质图转绘，拟选塔位及其附近区域准确工程地质条件通过工程地质调查或测绘来确定。

需要完成编译工程地质图的地段，通常需要提前做到施工图深度，需要多专业协同工作才可能完成：地质点定位需测量专业；塔位稳定性分析需结构专业；杆塔位置确定需电气专业；如何处理矿业权设置区穿越需要压覆评估单位。

4. 塔位与相邻建（构）筑物相对关系

相邻建（构）筑物按是否已经建成，可分为已建和拟建两大类。已建相邻建（构）筑物与拟选塔位的相对关系应实地确定。拟建相邻建（构）筑物需要收集其勘察设计阶段、平面布置图、勘察成果等资料，综合收集资料与现场调查成果确定拟选塔位位置。

拟建相邻建（构）筑物的平面布置有不确定性，选择塔位时应有预见性，对可能出现的问题应有应对措施。

六、特殊性岩土工程勘察

初步设计阶段，特殊性岩土工程勘察要点与可行性研究阶段基本一致，区别仍然是勘察深度不同。可行性研究阶段工程地质条件的获取以工程地质调查为主，初步设计阶段需进一步细化工程地质调查，代表性地段应开展适当的勘探工作，必要时启动专题研究工作，代表性阶段的勘察工作如：黄土应选择代表性地段挖探井取土样，以完成黄土湿陷性等各类试验；盐渍土区应选择代表性地段取土样，以完成土腐蚀性试验；软土区宜通过工程钻探或静力触探等查明代表性地段的软土厚度及物理力学参数。

七、大跨越勘察

初步设计阶段岩土工程勘察应查明大跨越耐张段各塔基工程地质条件并提供岩土工程资料，为确定地基基础方案提供岩土参数。可行性研究阶段主要解决大跨越可行性的问题，初步设计阶段则主要论证地基基础方案。

平原地区、山丘岗地区、湖泊海湾区以水中立塔的大跨越岩土工程勘察的重点和勘察工作量有所差异，有一点是相同的：应预测河流对塔位工程地质条件的改变作用以及改变会带来什么样的岩土工程问题。

八、专项勘察与专题研究

专项勘察与专题研究的一般工作流程是：启动→提出技术条件书→确定承担单位→开展工作→中间检查与中间资料提供→提出成果报告→专家评审→报告修改→验收→勘察设计文件中执行成果报告的结论。

（1）启动：专项勘察或专题研究宜在可行性研究阶段启动。如果勘察设计合同不包括专项勘察或专题研究，则应由业主启动，反之则由勘察设计单位启动。

（2）提出技术条件书：由启动方提出技术条件书。技术条件书应包括工程概况、设计条件、研究对象、研究范围、研究目的、执行规范、成果提供、工期等基本内容。

（3）确定承担单位：根据技术条件书的要求，由启动方（委托方）选择合适的承担单位（被委托方）。专项勘察宜由勘察设计院承担，专题研究宜由科研院

所承担。技术条件书应作为合同附件。

（4）开展工作：承担单位根据合同开展工作。

（5）中间检查与中间资料提供：委托方依据合同约定进行中间检查，并要求被委托方提供中间资料。

（6）提出成果报告：被委托单位提供可供专家审查的成果报告。

（7）专家评审：委托方或被委托方组织专家评审成果报告。

（8）报告修改：被委托方根据专家意见修改报告。

（9）验收：委托方验收修改后的成果报告。

（10）勘察设计文件中执行成果报告的结论与建议：委托方将成果报告提供给勘测设计单位，由后者执行成果报告的结论与建议。

九、岩土工程勘察报告

初步设计阶段的岩土工程勘察报告应论述清楚路径沿线工程地质条件，分工程地质条件段评价岩土工程问题，明确各段潜在塔位可能位于什么类型的微地貌单元，详细论证各段可能采用的地基基础方案，对于制约性路径段可提供施工图深度的勘察成果，应引用或落实专项勘察或专题研究的结论与建议。

工程地质条件的报告内容宜采用地形地貌和地层岩性双因素分段，制约性路径段宜单独成节论述。表11-13 列出了初步设计阶段岩土工程勘察报告建议的章节结构与编制要点。

表 11-13 初步设计阶段岩土工程勘察报告建议的章节结构与编制要点

章节	编 制 要 点
1 前言	工程名称、工程编号、任务来源；行政区及路径示意图；设计条件与勘察任务；路径方案与可行性研究阶段路径相比的主要变化；执行规范与参考文献；勘察重点、勘察技术方案与工作量布置；人员；时间节点；附图坐标系统、坐标误差来源说明
2 工程地质条件	按工程地质条件要素分别论述
2.1 地形地貌	地貌单元分成面状、脊状和丘状等三类描述；地形坡度；路径方案与河流的相对关系；地质构造与地形地貌的相关性分析；人工地貌
2.2 地层岩性	地层时代及其分布位置，结合区域地质图分段描述；花岗岩等侵入岩类、灰岩等可溶性岩类、砂（泥）等一般沉积岩类和第四系土层等四类岩性区的长度与比例；含重要矿产的地层展布方向、与路径的相对关系、穿越长度等；硬质、软质和软硬相间等三类岩性区的长度及比例；特殊性岩土类型、长度、分布位置等
2.3 地质构造	大地构造单元和构造纲要图；构造特征；构造线与路径方案的相对关系；地质构造对地层岩性、地形地貌的控制性作用分析
2.4 地震与地震动参数	历史地震与路径方案相对关系示意图；穿越区重要地震简述；地震动峰值加速度与路径方案相对关系示意图
2.5 地下水	地下水类型；分类说明地下水的补给、径流与排泄；地下水化学类型与腐蚀性
2.6 不良地质作用与地质灾害	发育与分布情况概述；分类描述；对路径有影响的地质灾害点应逐一说明；宏观规律总结
2.7 特殊性岩土	类型；位置；相应规范要求的其他内容
2.8 人类活动	类型及其活动强度；主要区域；与路径方案的相对关系
3 矿产资源	矿产资源类型、开采现状、与采空区之间的相关性
4 岩土工程分析与评价	分段评价塔位选择、地基基础方案、工程措施建议、水（土）腐蚀性；岩土物理力学参数范围值；工程类制约性路径段相邻建（构）筑物与潜在塔位的相对关系示意图；编译工程地质图插图；引用或落实专项勘察或专题研究成果
5 结论	工程地质条件基本特点、主要岩土工程问题、施工图阶段工作建议
附图	区域地质图、地质灾害点分布示意图、编译工程地质图等

第四节 施工图设计阶段

一、基本任务与勘探工作布置原则

（一）任务与要求

施工图阶段的岩土工程勘察主要有以下八项勘察任务。

1. 塔位选择与稳定性评价

塔位选择应遵守三项基本原则：杆塔建设应尽量少扰动自然环境；不宜采取工程措施确保塔位稳定性；在塔位稳定的前提下，选择地基条件好的地段。塔位稳定性评价应包括塔位建设前、建设中和运行期间的稳定性评价。

2. 查明地基条件

地基条件查明应包括查明地层结构和地基岩土的物理力学性质等两方面内容，其勘察精度满足地基强度和变形评价即可。

3. 查明地下水与水（土）腐蚀性评价

查明地下水类型、埋藏条件、水位埋深及其变幅等基本信息，评价水、土腐蚀性。地下水位以上的土层应选择代表性地段取土样做腐蚀性试验，以完成土腐蚀性评价。

4. 提供岩土参数

（1）取值原则。岩土参数的取值原则有以下四项：

1）经验性原则：岩（土）体物理力学参数应从土工试验、原位测试和工程经验等三方面考虑，以工程经验为主。

2）模型一致性原则：岩土参数取值应与计算模型、计算方法等相适应，比如，不同计算模型需要不同的强度参数，不同强度参数相差很大，甚至是成倍的差异。

3）差异性原则：塔位的工程地质条件差别很大，不太可能提供统一的岩土参数，应逐基提供岩土参数。

4）匹配性原则：岩土参数不是完全独立的，参数应相互匹配。

（2）取值注意事项。

土体参数取值应考虑地层时代和成因。砂土和碎石土的内聚力与充填物有关，如果没有充填细粒土，内聚力可取为零，内摩擦角可取休止角。碎石土参数与骨架成分的风化程度有关：骨架成分为强风化时可取下限，反之取上限；如果为全风化，可按黏性土、粉土或砂土等适当提高取值。

岩体参数与岩石坚硬程度和岩体完整性有关，可参考 GB 50218《工程岩体分级标准》提供的岩体岩土参数。

5. 建议地基基础方案

地基基础方案应依据设计条件、地基条件、地下水条件和可行施工方案等因素做出。地基基础方案与杆塔出问题高度相关，对工程地质环境扰动越大的地基基础方案（如大挖基础）塔位就越容易出问题。

6. 建议工程措施

塔位完成岩土工程分析评价后，依据设计条件、当地工程经验、施工水平等提出有针对性和可操作性的工程措施建议。山地区塔位应慎用排水沟、截水沟、弃土堡坎等辅助性工程措施。

7. 施工及运行阶段注意事项

岩土工程勘察成果中应对每基塔位在施工和运行期间可能出现的岩土工程问题做出预测性评价。施工期间主要预测性评价基坑开挖、基坑抽（排）水和弃土处理不当等可能导致的问题。运行期间，主要预测性评价环境改变可能对杆塔造成的问题，环境改变主要有邻近公路建设、水库建设与蓄水、植被破坏与水土流失、土地利用性质改变、邻近区域抽汲地下水等。

8. 其他岩土工程问题评价

针对位于特殊地质条件和特殊岩土区的杆塔存在的特殊岩土工程问题做出评价。由于特殊岩土工程问题多且复杂，多数属于特殊条件岩土工程勘察，相关内容可参阅本书相关章节。

（二）实现途径

施工图岩土工程勘察可分成图上选线、现场选线、定位、资料整理和勘察成果提供等五个小阶段，位于不同区域的线路工程可适当简化或合并流程。

1. 图上选线

配合电气专业完成在影像图、地形图等图件上的选线工作，岩土专业应基于初步设计阶段勘察成果和影像图，提出哪些区域不适宜立塔，并要求避开此类区域。

2. 现场选线

与电气、结构、物探等多专业一道在现场选出转角塔位置。选择转角塔时应考虑潜在直线塔位置，否则会导致多次重复选线。山地区，现场选线不应省略，平地区可根据具体情况适当简化。

3. 定位

确定塔位位置。现场选线确定的转角塔，也应根据直线塔的选择情况做相应的调整。直线塔与转角塔均应进行动态调整，也可以相互转变，直线塔变为转角塔或转角塔变为直线塔。

4. 勘探

山地区和存在塔位稳定性问题的平地区，定位完成后应立即展开勘探工作，完成工程地质条件查明和岩土工程问题评价等两项工作，如果塔位不适宜建设，应及时调整塔位。不存在塔位稳定性问题的平地区可在定位后适时开展勘探工作。

5. 资料整理与勘察成果提供

按规范规定和勘察设计单位的质量管理要求进行勘察资料整理，形成岩土工程勘察报告，向结构等专业提供岩土工程勘察报告。

（三）勘探工作布置原则

区域类型和电压等级是决定勘探手段和勘探工作量的两大因素，基于此两因素，勘探工作宜遵循以下布置原则。

1. 区别性原则

受地质环境、交通、钻探用水、工期等多种条件限制，山地区和平地区应采用不同的勘探手段：山地区可采用工程地质调查、工程物探、探井、小麻花钻、洛阳铲、工程钻探等勘探手段；平地区可采用静力触探、工程钻探和动力触探等勘探手段。

2. 适应性原则

勘探工作量与地质环境复杂程度相适应，地质环境越复杂，勘探工作量越多。

3. 代表性原则

代表性工程地质条件段应布置相应勘探工作，比如黄土区不同地貌单元应布置一定数量的探井。

二、平原河谷区勘察

（一）塔位选择与稳定性评价

平原河谷区的塔位稳定性问题一般不突出，塔位选择主要考虑地基条件。河流变迁、河岸破坏、古（故）湖泊分布、人工地貌的形成与变化、人类活动等是塔位选择时应考虑的主要因素，分述如下：

（1）河道变迁：曲流与截弯取直是平原区河流常见的自然现象，统称为河道变迁，河道变迁可以形成故河道。曾经的和未来的河道变迁分别是塔位稳定性现状和预测性评价考虑的主要因素。

（2）河岸破坏：在流水持续不断的侧蚀与底蚀作用下，河岸将不断破坏后退直至相对稳定为止。河岸稳定性取决于水流条件，如果水流条件长期不发生化，河岸将很快稳定。水库蓄水可改变水流条件，导致河（库）岸再造。塔位应选择在河岸潜在破坏范围之外，破坏范围可采用库岸稳定性分析方法确定。

（3）故湖泊分布：河道变迁和地壳升降运动等可能造成湖泊的生成与消灭，平原区一般分布有大量的故湖泊。湖泊是一种典型的静水环境，可能沉积深厚的软土层。

（4）人类活动：平原区一般都是经济发达区，人类活动强烈，强烈到能局部改变工程地质条件的程度。人类活动有两种主要类型：改变地下水条件；形成鱼塘、暗滨等人工地貌。改变地下水条件又可以分成两类：改变地下水水质，导致水（土）腐蚀性的变化；抽汲地下水引起附加应力的增加，导致地基沉降。塔位选择时应考虑地下水条件改变的影响：线路通过工矿企业时，应避开地下水腐蚀性严重的地段；鱼塘、暗滨等人工地貌可避开或者提出相应的工程处理措施。

平原河谷区，塔位选择时应综合考虑上述因素，宜立塔的地段有：

（1）河岸平直稳定、河谷狭窄、跨越距离较短；

（2）地势较高，不受地下水和地表水影响；

（3）塔位地基岩土性质较好；

（4）当需要在河（湖）中立塔时，宜选在河（湖）心岛或高漫滩，或流速缓、冲刷深度小的部位。

（二）查明地基条件

平原区地形平坦，交通条件良好，勘探用水方便，一般情况可采用工程钻探、静力触探等勘探与原位测试手段查明地层条件。选择代表性塔位取土样完成土工试验以查明地层的物理力学性质。

河谷区的地层结构比较复杂，冲（洪）积和崩积的地层或单独或混合存在。河谷区有天然地层剖面露头，地层结构可依据天然地层剖面露头进行推断，必要时采用工程钻探或工程物探查明。河谷区地层多为卵石、碎石等粗粒土，物理力学性质宜采用工程类比法确定。

（三）查明地下水与水（土）腐蚀性评价

地下水应查明地下水类型、埋深、水位变幅等基本信息。平原区，地下水勘察精度应与地基基础方案相适应。如果采用机械成孔灌注桩等对地下水影响不敏感的地基基础方案，地下水的勘察精度可适当降低，查明地下水类型和埋深，调查水位变幅。如果采用涉及基坑开挖、基坑边坡稳定性分析和基坑抽排水等问题的地基基础方案，地下水的勘察精度应满足相应的岩土工程分析评价要求。

水（土）腐蚀性评价应基于代表性工程地质条件地段的水（土）腐蚀性试验结果做出。进行了电阻率测试的塔位也可采用岩土视电阻率测试结果进行评价。

水（土）腐蚀性评价时应注意人类活动对地下水水质的改变作用，比如，垃圾堆积场和废水排放区的水（土）腐蚀性一般比较严重，甚至可能是污染土。

（四）地基基础方案建议

平原河谷的地基基础方案建议一般应遵循以下的原则：

（1）预先估计或动态调整：不同地基基础方案的勘探深度是不同的，比如桩基础和浅基础的勘探深度完全不同，应根据初步设计阶段勘察成果预先估计可能的地基基础方案。根据勘探成果及时调整地基基础方案建议，并同步调整勘探深度。

（2）多方案比较：应比较浅基础与深基础、人工地基与天然地基等多种方案，应与结构专业协同配合，共同做好地基基础方案的建议工作。

（3）充分考虑地下水因素：地下水条件的改变对杆塔建设本身和相邻建（构）筑物均有重大影响，采用的地基基础方案尽量不造成地下水条件临时或长期的改变。杆塔建设时的抽（排）地下水可能会造成相邻建（构）筑物的地基沉降、生产生活用水受到影响等后果，因此地基基础方案建议时应考虑地下水现状及其变化。

（4）软土分布区应充分利用“硬”壳层：长江中下游平原，在软土层之上通常分布由3～5m不等的可塑～硬塑黏性土构成的“硬”壳层，对于设计荷载不大的杆塔可利用“硬”壳层而采用浅基础。

（五）建议工程措施

平原河谷区一般无堡坎、排水沟等辅助性工程措施，工程措施主要是指基坑工程相关问题和成桩过程可能出现的问题。采用浅基础或桩基础时均有深浅不一的基坑。有基坑则涉及基坑开挖、基坑边坡稳定性分析与评价、对相邻建（构）筑物的影响评价等问题。

（六）施工及运行阶段注意事项

平原河谷区地下水一般较为丰富，施工主要应注意地下水对施工的影响，如对基坑边坡稳定性、地基土扰动、抽（排）地下水对相邻建（构）筑物的影响。运行阶段主要注意强烈人类活动可能对杆塔运行的影响。河谷区还应注意沿河公路扩建可能诱发公路边坡失稳对塔位稳定性的影响。

三、山地丘陵区勘察

（一）塔位选择与稳定性评价

1. 塔位选择

塔位稳定性是山地丘陵区最主要的岩土工程问题，岩土工程勘察工作应以塔位稳定性判断为核心，勘察手段应以工程地质调查和工程物探为主，必要时进行工程地质测绘或适当的勘探工作。

山地丘陵区，塔位稳定性本质上都是杆塔所在斜坡稳定性问题。斜坡稳定性涉及斜坡整体稳定性与局部稳定性等两个层次：

（1）斜坡整体稳定性：杆塔所在斜坡整体是否有稳定性问题。

（2）局部稳定性：斜坡表层或局部失稳。

根据斜坡稳定性问题类型不同，山地丘陵区塔位选择应遵循以下原则：

（1）必须避开整体不稳定斜坡：充分利用塔位可以调整的优点，避免选择整体不稳定的斜坡为塔位。整体不稳定的斜坡，不太可能通过工程治理来确保其长期稳定性。

（2）应避开局部不稳定斜坡：不应采用工程措施去治理局部不稳定性斜坡，而应避开。

（3）应避开可能遭受来自环境区域地质灾害影响的地段：环境区域地质灾害主要有崩塌、滑坡和泥石流等，塔位不应选择在地质灾害破坏影响范围之内。

（4）避开斜坡稳定性容易随时间变化的地段：引起斜坡稳定性变化的第一因素就是斜坡临空面的变化，杆塔所在斜坡下有河流、冲沟、水库、公路和铁路等自然或人工地物时，斜坡临空面易于发生变化。冲沟是山地区最常见且不可能完全避开的地段，对冲沟要么跨越，要么将塔位选择在冲沟边坡破坏范围之外。冲沟活动性对塔位选择极为重要，活动性强烈程度可通过冲沟纵坡度大小、冲沟边坡坡度大小、冲沟边坡破坏状态和植被发育状态等来判断。

（1）和（2）两条原则可简单合并成一条原则，就是选择没有稳定性问题的斜坡。山地丘陵区，塔位选择除了考虑斜坡稳定性问题外，还应考虑杆塔在运行过程来自于环境区域地质灾害的影响，因此可增加第（3）条塔位选择原则。

以上（1）～（3）三条原则是针对塔位及环境区域现状而言的。杆塔在运行过程中，塔位及环境区域的稳定性均可能在地震、集中降雨等作用下而发生改变。考虑斜坡稳定性随时间的变化性，可增加第（4）条塔位选择原则。

以上四条原则可总结为：选择稳定且不受环境区域地质灾害影响的塔位。

基于塔位的选择原则，下列地段不宜作为塔位：

（1）深切冲沟的边缘及其溯源侵蚀的源头地段；

（2）松散堆积的高陡边坡；

（3）水土流失严重的坡地或高陡狭窄的山脊；

（4）滑坡、崩塌、泥石流及其他地质灾害强烈发育地段；

（5）卸荷强烈发育的陡崖地段。

2. 稳定性评价

斜坡稳定性评价有定性与定量评价两大类，线路工程中基本上都采用定性评价方法，很少数需采用定量评价方法。定性评价主要采用类比法。

类比法是调查线路工程穿越区自然斜坡的稳定性现状，分析哪些类型的斜坡是稳定的，哪些是可能不稳定的，然后选择稳定类型斜坡。类比法可以广泛采用的原因是杆塔加于斜坡的荷载相对于整体斜坡而言很小，几乎不会改变斜坡整体稳定性，最多影响斜坡局部稳定性。

（二）查明地基条件

按塔位是否覆盖有第四系土层，山地丘陵区的塔位分成基岩裸露和第四系土层覆盖两类场地。两类场地查明的地基条件的手段略有不同：

（1）基岩裸露场地：重点在于查明岩体完整程度、岩体风化程度和岩石坚硬程度，其中岩体风化程度又是重点中的重点。岩体风化程度主要通过工程地质调查和工程物探查明，必要时可采用轻型钻探。特高压工程，必要时可取代表性岩石试样做点载荷试验以确定岩石坚硬程度。

（2）第四系土层覆盖场地：应查明第四系覆盖层厚度与工程特性，勘探深度应满足基础设计要求，当基岩面埋藏较深时应按平原河谷区的要求确定勘探深度。第四系覆盖层厚度和下伏基岩的工程特性可综合采用工程地质调查和工程物探查明，必要时可布置探井。工程地质调查主要调查相邻区域的基岩露头，调查的内容与重点与基岩裸露场地相同。

（三）查明地下水与水（土）腐蚀性评价

斜坡底部通常为崩（坡）积物，其间可能存在孔隙性地下水，且多以上层滞水的形式存在；其余部位基本不存在地下水，极少数有基岩裂隙水。地下水类型、水位埋深与变幅可采用工程地质调查查明。水（土）腐蚀性应分工程地质条件段评价，一般引用初步设计阶段的勘察成果，必要时可选择代表性取水（土）试

样做腐蚀性试验以评价水（土）腐蚀性。

（四）地基基础方案建议

建议山地丘陵区的地基基础方案一般应遵循以下原则：

（1）少扰动塔位和环境区域：山地丘陵区宜采用原状土基础加弃土专门处理的综合方案，弃土处理有指定安全位置堆放和外运两种方案。

（2）与地形坡度相适应：地形坡度大于 45°时，不宜立塔；在 30°～45°时宜采用桩基础；15°～30°宜采用普通原状土基础；小于 15°宜比较采用普通原状土基础和开挖式基础。该原则不能绝对化，应优先考虑"少扰动塔位和环境区域"原则。

（3）宜以基岩为地基持力层：以土层为地基持力层，可能会出现"上软下硬"的双层地基问题，"上软"指土层，"下硬"指基岩。斜坡上的双层地基不仅可能产不均匀地基变形，还可能导致第四系土层在荷载作用下沿基岩面发生滑动。

（4）工程地质条件较好时可建议岩石锚杆基础：工程地质条件较好指地形坡度不宜大于 20°，岩体强风化带和覆盖层合计厚度不超过 2m，锚杆锚固段岩体完整性较破碎及其以上，锚杆锚固段岩体风化程度为中风化、微风化、新鲜。

（五）建议工程措施

原则上山地丘陵区不建议采用任何工程措施，必要时可根据实际条件比较采用（排）水沟、堡坎与挡墙、主（被）动防护网、锚固和抗滑桩等工程措施。

1. 截（排）水沟

截（排）水沟指设置塔位四周，并接入自然排水系统的排水设施。截（排）水沟适用于可能形成积水的斜坡。截（排）水沟设置应注意以下两点：

（1）不应广泛采用截水沟：受施工质量难以控制和维护困难的影响，截（排）水沟很难真正起到长期排泄地表水的作用，相反可能成为"积水沟"，恶化塔位的稳定性。

（2）必须接入自然排水系统：截（排）水沟如果不能接入自然排水系统，则存在类似于冲沟的溯源侵蚀问题。截（排）水沟在长期水流作用下，一旦破坏则可在溯源侵蚀作用下"步步后退"至塔位，诱发塔位稳定性问题。

2. 堡坎与挡墙

堡坎与挡墙是用于支撑填土或斜坡土体，防止其变形失稳，而承受侧向土压力的支挡建（构）筑物。堡坎与挡墙适用于能找到稳定地基持力层的斜坡地段。早期，堡坎与挡墙广泛应用于架空输电线路工程，但近年的工程实践表明山区架空输电线路工程应慎用堡坎与挡墙，主要原因如下：

（1）斜坡加载问题：杆塔通常位于中部或上部，堡坎与挡墙及其支撑的土体则会在斜坡上部加载。斜坡上部加载与斜坡治理的"削头压脚"的基本原则相违背。

（2）施工质量控制困难：堡坎与挡墙的施工质量难以控制，特别是基础往往不能置于设计指定的地基持力层之上。

3. 主（被）动防护网

主（被）动防护网主要适用于块体破坏类型的斜坡，如小型崩塌、掉块或危岩防护。主（被）防护网的难点在于掉块位置的判断和设计计算。

4. 锚固

岩土锚固是一种把受拉杆件埋入地层，达到有效的调用和提高岩土的自身强度和自稳能力的技术。对架空输电线路工程主要适用以下情形：

（1）斜坡破坏模式的关键块体破坏：对关键块体进行锚固，以免关键块体失效引起斜坡的累进性破坏。

（2）强风化斜坡的封闭保护：应结合挂网喷护。锚杆可起到点状锚固和为钢筋网提供支点的单一或双重作用。

（3）碎石土边坡的表面封闭：对碎石土边坡进行封闭以免碎石土中的细颗粒流失，进而造成碎石土边坡的整体破坏。

5. 抗滑桩

抗滑桩是将桩插入滑动面（带）以下的稳定地层中，利用稳定地层岩土的锚固作用以平衡滑坡推力、稳定滑坡的一种结构物。抗滑桩是架空输电线路工程地质灾害治理中最常用和最有效的治理措施，适用于所有类型滑坡与边坡工程治理。

（六）施工及运行阶段注意事项

施工时应注意：边坡应自上而下顺序开挖；宜采用控制性爆破措施，以免诱发塔位失稳或者桩孔（基坑）无法成形；尽量不破坏植被；弃土应严格照图施工，严禁顺意丢弃；施工完成后应平顺坡面，严禁形成新的积水条件；开挖揭露的第四系土层厚度与勘察成果相差较大时，应及时通知勘察设计单位。

运行时应注意：塔位附近的河岸边坡和冲沟沟壁边坡的变化情况；公路、铁路等道路的改（扩）建对邻近塔位的影响；地表与地下矿山开采对塔位的影响；森林砍伐等植被破坏可能诱发的地质灾害对塔位的影响；旱地变水田等土地利用性质改变活动对杆塔地基条件的影响；暴雨等极端天气后的及时巡察。

四、戈壁沙漠地区勘察

（一）塔位选择与稳定性评价

戈壁沙漠区与其他区域有两个不同：工程地质条件的动态变化；存在盐渍化。能明显改变工程地质条件的有流水作用和风作用。盐渍化一方面可导致土体

的化学胶结，出现假超固结的现象，另一方面就是土的高腐蚀性问题。

根据戈壁沙漠区的工程地质条件特点及工程地质条件的可变性，戈壁沙漠的塔位选择宜遵循以下原则：

（1）优先选择工程地质条件不变化或变化小的地段，避开或跨越变化较大的地段：不变化或变化小的地段存在的不确定性问题相对较少，更能准确进行岩土工程问题的预测性评价，比如，优先选择固定性沙丘，不选择流动性沙丘。

（2）应考虑风作用的方向与强度：了解风作用的方向与强度之后，才可能对塔位未来的可能变化做出较为准确的预测性评价，宜选择背风的地段。

（3）应考虑地下水对工程建设的影响：地下水条件不同可导致基坑开挖方式、基坑边坡支（防）护方式的变化、地基沉降变形等多种问题。该条原则，戈壁区应特别注意，因为戈壁区地层多数为冲（洪）积成因，可能由碎石土、砂土和黏性土构成交互沉积，而交互沉积地层的地下水条件比较复杂。地下水升降可导致地基岩土物理力学变化和土化学固结的消失。

（4）应选择盐渍化程度较弱的地段：该类地段，土的腐蚀性较弱；土存在化学固结的可能性相对较小，即使有，固结作用也不强。

（5）沙漠区宜选择表层松散砂厚度小的地段：沙漠区表层一般分布有松散砂，该层可能限制施工机械的适用性。

基于上述原则，塔位选择时宜避开下列地段：

（1）流动沙丘的下风侧，风口处风积沙的迁移变化大的地带；

（2）风蚀沙埋严重发育地段；

（3）坎儿井、沙巷、暗渠临近地带；

（4）地面盐渍化迹象严重地带；

（5）沟口、冲沟边缘及向源侵蚀的源头等受水流作用较大的地带。

（二）查明地基条件

戈壁沙漠区查明地基条件的方法与手段与平原河谷区类似，唯一区别就是戈壁沙漠区缺水，从而限制了工程钻探的适用性。由于工程钻探的使用受限，可更多地采用动力触探、静力触探等原位测试方法和探井。

（三）查明地下水与水（土）腐蚀性评价

除了查明地下水类型和埋深等基本信息外，还应注意地下水位变幅。

水（土）腐蚀性评价是戈壁沙漠区岩土工程勘察的重要内容：先进行工程地质条件分段，然后在不同区段取数据水（土）样做腐蚀性试验，最后完成塔位的水（土）腐蚀性评价。

为全面评价沿线地基土的腐蚀性，初步设计阶段按 10km 间距布置了取样孔，施工图设计阶段则结合初步设计阶段评价结论和地形地貌特征等腐蚀性评价影响因素，将取样孔间距加密至 3～5km，土样在垂直方向分布于自地表 0.00～20.00m 范围，采样间距 0.5～1.5m 不等，试验项目以易溶盐测定为主。

（四）建议地基基础方案

戈壁沙漠区的地基基础方案建议除了考虑一般条件外，还应考虑施工用水问题，宜优先采用施工用水少的地基基础方案。

1. 戈壁区

地基土以碎石土为主，地基条件较好，可比较采用开挖基础与原状土基础，原状土基础中又宜采用直柱掏挖式基础。以前，戈壁区常采用开挖基础，现在，多采用全掏挖式基础。改变的原因是开挖式基础存在两个明显的缺点：不能充分利用戈壁地区原状碎石土良好的胶结性能和抗剪强度；开挖与回填施工土石方量大，且回填土体质量难以控制，地表环境严重破坏，基础存在安全隐患。掏挖基础扩底容易出现安全问题，一般不宜扩底。

戈壁区的碎石土胶结良好可能是由于土化学固结引起的超固结现象，在地下水水位容易升高的地段，不宜直接采用基础抗拔试验所获取的岩土设计参数，而应做适当的折减。

2. 沙漠区

因为基坑或桩孔成形困难，沙漠区一般不采用原状土基础，多采用开挖基础。由于用水极其困难，沙漠区多采用装配式基础；对于承受较大荷载的杆塔，可考虑采用振冲碎石桩或素混凝土桩等人工地基。

表层松散砂层可能被风吹走，基础埋深应适当加深。对位于沙漠地区表层植被覆盖少（但沙丘稳定）、小型流动沙丘上的杆塔，可考虑加大基础宽度或采用重力式基础等措施。

（五）建议工程措施

戈壁区一般不需要采用辅助性工程措施，沙漠区需要采用较多工程措施以消除或降低风作用对杆塔运行的影响。沙漠区的工程措施按作用不同，可分为“防风”与“固沙”两类。“防风”是降低风作用对塔位的影响；“固沙”则是提高塔位抗风的能力。“防风固沙”措施有：“草方格”固沙；以碎石、土工材料等置换沙以提高沙土的抗风蚀能力；地表覆盖砾石、草皮等材料以防风蚀等。

（六）施工及运行阶段注意事项

施工期间：基坑开挖安全性；地下水水位埋深及其变化。

运行期间：注意风蚀作用对塔位的影响；“防风固沙”工程是否受到了破坏；沙丘等移动情况。

五、黄土区勘察

（一）塔位选择与稳定性评价

1. 塔位选择

塬、峁和梁是黄土区典型的地貌单元，不同地貌单元的塔位稳定性问题严重程度略有不同，本质上都是斜坡稳定性问题，因为黄土区多为山地丘陵区。山地丘陵区的塔位选择原则同样适用于黄土区，但黄土区有其特殊性：斜坡由黄土组成；流水是改变黄土斜坡临空面的最主要因素。在山地丘陵区的塔位选择原则的基础之上，考虑到流水对黄土区的特殊塑造作用，提出以下的黄土区塔位选择原则。

（1）塔位应选择排水条件好的地段，位置宜高不宜低：塔位尽量选择在梁顶、峁顶、塬面等较高的位置；选择较高位置，不仅有利于排水，而且可远离现代流水对黄土的强烈改造区。

（2）距河流、冲沟应有足够安全距离：在流水作用下，河岸边坡和冲沟边坡易于发生破坏，塔腿距河岸边坡和冲沟边坡的上缘不宜小于边坡高度的1.5倍。

（3）宜避开冲沟发展方向：塔位宜避开冲沟溯源侵蚀的发展方向，黄土区冲沟在暴雨作用可能会快速发展。

（4）应考虑土地灌溉方式的影响：宜避开引水浇灌农作物的区域，以免场地存在严重湿陷性问题。

（5）塔腿布置宜适应梯田的现状分布：黄土区大部分已被开垦成层层梯田，塔腿布置宜与梯田的现状相适应，不宜再开方，塔腿距田埂上边缘的距离不宜小于田坎高度的1倍。

（6）避开窑洞、落水洞湿陷凹地、滑坡、崩塌、泥石流及地裂缝等。

2. 稳定性评价

塔位稳定性评价方法与本节的山地丘陵区相同，主要采用类比法，但应更注意流水作用对工程地质条件的可能改变。

（二）查明地基条件与黄土湿陷性评价

1. 查明地基条件

黄土是一种介于粉土与粉质黏土之间的特殊性土，特别适宜洛阳铲或机械洛阳铲勘探。查明地基条件包括：地层时代、黄土密实程度、物理力学参数和湿陷性指标的竖向变化。竖向变化的查明主要通过探井取样试验来实现。

2. 黄土湿陷性评价

黄土湿陷性评价应包括：湿陷性黄土厚度、场地湿陷类型、地基湿陷等级。黄土湿陷性评价是建立在土工试验成果的基础之上，因此黄土地区应布置一定数量的探井，取样方法与试验项目应满足 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》的要求。

（三）查明地下水与水（土）腐蚀性评价

调查地下水位埋深、季节性变化幅度、升降趋势，分析地下水与地表水体、灌溉情况以及地下水开采的关系。对位于较低位置的塔位，必要时可通过工程钻探查明。地下水的变化可导致地基湿陷，存在地下水的地段，对地下水变化情况应有足够的预见性。代表性地段取水样和土样做水、土腐蚀性试验，土样可利用探井土样。

（四）建议地基基础方案

山地丘陵区的地基基础方案选择原则也适用于黄土区。黄土区宜优先采用原状土基础，开挖基础的缺点有：开挖量大；回填黄土难以压密且容易湿陷。

（五）建议工程措施

除采用防水与排水的工程措施外，原则上不宜采用任何辅助性工程，防水与排水主要有坡面平顺、地表灰土层封闭等。黄土区，尤其应慎用截（排）水沟，以免排水不成，反积水。

（六）施工及运行阶段注意事项

施工期间：弃土处理应严格执行设计要求，避免因弃土处理不当形成新的积水条件；应及时封闭桩孔或基坑，以免积水或积雪而改变地基条件；不宜破坏田埂等已经存在的边坡；应尽量保护植被。

运行期间：观察塔位附近的河流、冲沟的侧向侵蚀情况；道路建设、土地利用性质变化、土地灌溉方式改变等人类活动对塔位的可能影响。

六、岩溶区勘察

（一）塔位选择与稳定性评价

1. 塔位选择

岩溶是地质历史时期形成的，在杆塔存续期间岩溶（土洞除外）几乎不会发展。只要做到施工图勘察阶段塔位选择时避开大规模溶洞和施工期间处理其他规模溶洞，岩溶区的杆塔在运行期间不会因岩溶而出现问题。

岩溶区塔位选择除了考虑了岩溶问题外，还应考虑地形条件和崩塌。基于岩溶、地形条件和崩塌避让等三因素，岩溶区塔位选择宜遵循以下原则：

（1）避开溶蚀洼地：水平岩溶通过勘探很难准确发现，地表存在露头的竖向岩溶较容易发现并避开，塔位宜避开水平向岩溶发育区。当地侵蚀基准面附近的水平向岩溶比较发育，溶蚀洼地高程接近于当地侵蚀基准面高程，所以塔位宜避开溶蚀洼地。

（2）避开地表岩溶强烈发育区：避开溶蚀洼地是“竖向”选择原则，避开地表岩溶强烈发育区则是“平面”选择原则，在可供选择的高程内宜避开岩溶强烈发育区。岩溶发育程度可通过地表岩溶调查确定。

（3）塔位的动态调整：杆塔定位时，宜采用物探

方法探测地下是否存在大规模溶洞，如果存在，应及时调整塔位位置。前两项原则适用于地表，该项原则适用于地下。

（4）避开地形条件极差区、崩塌及其影响区：可溶性岩石多为硬质岩石，溶蚀作用可导致“绝壁”林立，尤其是溶蚀洼地—峰林峰丛区。“绝壁”不可能选为塔位。同时，“绝壁”容易产生崩塌，塔位应避开“绝壁”崩塌及其上下崩塌影响区，上影响区指“绝壁”强卸荷带，下则指崩塌物散落区。

2. 稳定性评价

塔位稳定性评价方法可参阅本节的山地丘陵区。岩溶导致的主要是地基稳定性问题，但根据塔位选择原则，塔位应选择无地基稳定性问题的地段。岩溶区一般不评价地基稳定性，确有需要，可参考本书第五章第一节岩溶勘察提供的评价方法。

（二）查明地基条件

岩溶区的塔位按可溶性岩石裸露状态分成两类：裸露类和红黏土覆盖类。

（1）裸露类：通过地表岩溶调查查明地基表层部分的溶蚀状态，包括溶沟（槽）的深度、因溶蚀作用而脱离岩体的块石厚度；用工程物探查明地下的大规模溶洞。

（2）红黏土覆盖类：岩溶类型为孤峰平原时，红黏土厚度较大且红黏土内可能发育有土洞，位于孤峰平原内的塔位宜逐腿采用工程物探或工程钻探查明地基条件；岩溶类型峰丛、溶蚀洼地—峰林峰丛、溶蚀残丘、石林石芽等四种类型时，可采用小麻花钻或工程物探方法查明地基条件，必要时采用工程钻探。

（三）工程措施建议

岩溶区的工程措施主要是岩溶地基处理：基底下红黏土超挖换填成素混凝土或毛石混凝土；施工过程中发现的溶洞主要有回填和穿越两种处理方法。回填是指用素混凝土或毛石混凝土将溶洞充填；穿越是指用桩穿越溶洞，将桩端置于溶洞之下的相对完整岩体之上。

溶洞处理的一般流程是：施工单位发现溶洞→勘察单位工地代表跟踪与复查→原勘察设计资料对比复核→工程物探复测（可选步骤）→专业（岩土和结构）协同评审→提出处理方案。

应根据岩溶发育程度不同预留相应的不可预见地基处理费用。

（四）施工及运行阶段注意事项

施工及运行阶段注意事项大部分与山地丘陵区相同，不再重述。施工单位发现溶洞后应及时汇报，勘察设计单位应启动上述的溶洞处理流程。

七、大跨越勘察

据DL/T 50496《架空输电线路大跨越工程勘测技术规程》的相关规定：施工图设计阶段勘测应为地基基础设计提供技术参数，对地基稳定性、地基处理及防护等进行岩土工程评价，勘测工作量应视基础形式、地基处理和防护方案等具体决定。

八、岩土工程勘察报告

施工图阶段的岩土工程勘察报告应包括两部分内容：工程地质条件和主要岩土工程问题的汇总性说明；每个塔位的工程地质一览表。

（一）汇总性说明

汇总性说明宜包括以下内容：

（1）前言；

（2）工程地质条件，包括地形地貌、地层岩性、地质构造、地震与地震动参数、地下水、不良地质作用与地质灾害、特殊性岩土、人类活动；

（3）矿产资源，包括资源类型、分布与开采情况；

（4）岩土工程分析与评价，包括路径选择、地基基础方案、岩土参数建议值汇总表、主要岩土工程问题的分析与评价；

（5）结论与建议，汇总性地说明地震动参数、水（土）腐蚀性、地基基础方案选择与地基处理的基本原则、施工和勘察单位工地代表注意事项、运行期间需关注的杆塔号等内容；

（6）杆塔工程地质一览表、室内试验成果表等各种附件。

（二）工程地质一览表

施工图阶段的勘察对象为塔位，工程地质一览表相当于每个塔位的岩土工程勘察报告，应包括杆塔基本信息、工程地质条件、岩土工程分析评价和岩土参数等四部分内容，具体如下所示：

（1）杆塔编号；

（2）塔位的地形地貌、地层岩性、地下水、地震动参数、不良地质作用与地质灾害、人类活动等广义工程地质条件；

（3）岩（土）层主要的物理力学性质参数；

（4）塔位稳定性评价、地基基础方案建议、针对性工程措施建议、施工和运行期间注意事项；

（5）必要的图件、表格及影像资料；

（6）其他相关的重要事项说明。

不同区域的工程地质条件的表达可采用不同的形式：山地区可采用表格式；平地区可采用表格加塔位工程地质剖面图的形式。

第十二章

变电站、换流站和接地极岩土工程勘察

变电站是改变电压的场所，它是发电、输电、配电系统中的一个附属站。为了把发电厂发出来的电能输送到较远的地方，必须把电压升高，变为高压电，到用户附近再按需要把电压降低，这种升降电压的工作靠变电站来完成。

换流站是指在高压直流输电系统中，为了完成将交流电变换为直流电或者将直流电变换为交流电的转换，并达到电力系统对于安全稳定及电能质量的要求而建立的站点。

接地极一般是指埋入大地以便与大地连接的导体或几个导体的组合，接地极就是与大地充分接触，实现与大地连接的电极。接地极是与土壤直接接触的金属导体或导体群，接地极作为与大地土壤密切接触并提供与大地之间电气连接的导体，安全散流雷能量使其泄入大地。

第一节 基 本 知 识

一、变电站、换流站和接地极的特点

1. 变电站

在电力系统中，变电站是输电和配电的集结点，是电力系统中变换电压、接受和分配电能、控制电力的流向和调整电压的电力设施，它通过其变压器将各级电压的电网联系起来。

按变电站的电压等级等条件，变电站一般分为以下四类：

（1）一类变电站。是指交流特高压站，核电、大型能源基地（300MW及以上）外送及跨大区（华北、华中、华东、东北、西北）联络750kV/500 kV /330kV变电站。

（2）二类变电站。是指除一类变电站以外的其他750kV/500kV/330kV 变电站，发电厂外送变电站（100MW及以上、300MW以下）及跨省联络220kV变电站。

（3）三类变电站。是指除二类以外的220kV变电站，电厂外送变电站（30MW及以上、100MW以下）的变电站。

（4）四类变电站。是指除一类、二类、三类以外的35kV及以上变电站。

另外，变电站还可以按以下进行分类：

（1）按照作用分类：升压变电站、降压变电站或者枢纽变电站、终端变电站等。

（2）按管理形式分类：有人值班的变电站、无人值班的变电站。

（3）按照结构形式室内外分类：户外变电站、户内变电站。

（4）按照地理条件分类：地上变电站、地下变电站。当常规建设在地面上的变电站无法建设或有特殊要求时，需将整体或局部建设在地下的变电站称为地下变电站，分为全地下变电站和半地下变电站。

以电压等级为500kV的变电站为例，变电站主要设备及建（构）筑物可参见表12-1。

表12-1 变电站主要设备及建（构）筑物一览表

建筑地段	设备及建（构）筑物名称
主要设备及生产建（构）筑物	主控通信（综合）楼
	继电器小室
	站用电室
	主变压器
	高压并联电抗器
	500kV、220kV配电装置
附属生产建（构）筑物	备品备件库
	警卫传达室
辅助生产建（构）筑物	综合水泵房
	深井泵房
	雨淋阀间、消防泡沫间
	消防小室

2. 换流站和接地极

换流站和接地极主要建（构）筑物可参见表 12-2。

表 12-2 换流站和接地极主要建（构）筑物一览表

建筑地段		建（构）筑物名称
换流站	主要生产建（构）筑物	阀厅
		控制楼
		继电器小室
		GIS 室
		户内直流场
		站用电室
	附属生产建（构）筑物	综合楼
		检修备品库
		专用品库
		车库
		换流变检修车间
		警卫传达室
	辅助生产建（构）筑物	综合水泵房
		深井泵房
		雨淋阀间
		消防泡沫间
接地极		极圈
		中心塔、分支塔

二、变电站、换流站和接地极勘察要求与原则

变电站、换流站和接地极的岩土工程勘察应在搜集建（构）筑物上部荷载、功能特点、结构类型，拟采用的基础形式、埋置深度和变形控制等方面资料的基础上进行，查明建筑场地和地基的稳定性、地层结构、持力层和下卧层的工程特性、土的应力历史和地下水条件以及影响站址或极址的不良地质作用等。同时，对地基基础、基坑支护、工程降水、边坡工程和地基处理设计与施工方案，以及对建（构）筑物有影响的不良地质作用的防治方案提出合理的建议。

1. 勘察要求

变电站、换流站岩土工程勘察，应在认真研究勘察任务书或委托书的技术要求的基础上，经搜集资料和现场踏勘后，制订针对性的勘察方案。勘察工作重点应分析评价站址稳定性，查明影响站址稳定的不良地质作用，以及建（构）筑物场地或各建（构）筑物地段的岩土结构、岩土性质、地下水条件等。结合场地和建（构）筑物的特点，提出岩土工程分析评价和建议，为站址选择、场地整治及地基基础设计和施工提供依据。若使用已有相关资料，需对其可靠性进行分析、确认后方可使用。

岩土工程勘察过程中应积极采用新技术，如地质雷达技术、高密度电法、红外探测技术等。根据场地岩土条件和勘察要求，采用单一或综合方法，布置合理并满足设计要求的工作量。勘察所使用的试验仪器和设备应按规定进行检定或校准。

地下变电站的勘察方案和土工试验项目的选择与不同的基坑支护类型有关。对位于岩质地基中的地下变电站，需根据站址的地质构造、岩体特征、风化情况、基坑开挖深度等，按当地标准或当地经验进行勘察。

换流站、接地极线路勘察可参照现行规程 DL/T 5076《220kV 及以下架空送电线路勘测技术规程》的要求进行。

2. 建（构）筑物结构安全等级

变电站、换流站建（构）筑物的结构安全等级可按表 12-3 确定。

表 12-3 变电站、换流站建（构）筑物结构安全等级

安全等级	建（构）筑物名称
一级	500kV 及以上变电站、串补站、换流站的主要结构，如主控通信楼、500kV 及以上屋外配电装置构架及设备支架、串补平台、阀厅、主（辅）控制楼、500kV 及以上 GIS 室、户内直流场等
二级	除一级以外的其他建（构）筑物

3. 建筑地基与基础类型

变电站、换流站建（构）筑物相对荷载较小，建（构）筑物地基类型宜首选天然地基，即采用天然的岩土层作为建（构）筑物的基础持力层。当天然地基不能满足设计对承载力或变形的要求时，可根据工程要求、岩土条件、地区经验等因素，经不同方案的技术经济分析、论证，推荐安全、经济、合理、施工方便地基处理或桩基础设计方案，常见的地基处理方法及桩型使用范围可参见表 12-4、表 12-5。

表 12-4 常用地基处理方法适用范围

地基处理方法		适 用 范 围
换土垫层		淤泥质土、湿陷性黄土、素填土、杂填土地基及暗沟、暗塘的浅层处理
排水固结	堆载预压	淤泥、淤泥质土、冲填土等软弱黏性土地基

续表

地基处理方法		适　用　范　围
排水固结	真空预压	加固区能形成稳定的真空度的软土地基，特别是超软地基；不适用于在加固区范围内有较厚透水层并有充足水源补给的地基
	建（构）筑物自重预压	以地基的稳定性为控制条件、能适应较大变形的建（构）筑物
	降低地下水位预压	砂土、粉土或在软黏土层中存在砂土或粉土夹层的地基
夯实加固	强夯	松散的砂土、砾石土、碎石土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。对高饱和度的粉土与黏性土等地基强夯需采取辅助措施
	重夯	地下水位0.8m以上、饱和度在50%以下的地基土，如稍湿状态的黏性土、粉土、砂土、杂填土、湿陷性黄土和分层填土地基
注浆加固	高压喷射注浆	砂土、粉土、黏性土、淤泥质土、湿陷性黄土及人工填土等地基加固和地下隔水帷幕、基坑和边坡支护，以及对已有建（构）筑物地基进行加固或纠偏
振冲桩		振冲密实可用于饱和松散地基，也可用于地下水位以上含一定黏粒，渗透性不大的粉砂、细砂层。振冲置换可用于不排水抗剪强度不小于20kPa的黏性土、粉土、饱和黄土及人工填土等软弱土类地基
干振挤密桩		填土、松散砂土和粉土、十字板抗剪强度不小于20kPa的软黏土地基
灰土、素土挤密桩		地下水位以上的湿陷性黄土、填土等地基。当仅需挤密作用（如主要为消除地基土的湿陷性）时，宜采用素土挤密桩；当以提高地基土承载力为主时，宜采用灰土挤密桩；当含水量接近或大于23%及饱和度大于0.65时，不宜采用
挤密砂桩		松砂、含水量不超过最优含水量（或接近塑限）的细粒土。对含水量较高不能挤密的细粒土，宜考虑置换作用的效果
粉喷桩		当软土地下水的pH值小于4，或硫酸盐含量超过1%的软土，应经过凝固试验后方能确定能否采用本方法
搅拌桩		饱和软黏土，包括新近沉积的粉土和淤泥、淤泥质土、湖相泥炭土及滨海相软土

表12-5　　常用桩型适用范围

桩型	适　用　范　围
钻孔灌注桩	黏性土、粉土、砂类土、碎石类土及基岩（含风化层）
人工挖孔灌注桩	桩长范围内可以干作业，易于开挖且不易坍塌的地层
预制桩	场地环境允许，桩基础持力层起伏变化不大，沉桩条件较好
钻孔压浆桩	可用于一般地层条件，尤其适用于地下水位以下的流砂、淤泥、砂卵石等易塌孔的地层条件

三、勘察阶段划分

变电站、换流站站址和接地极的岩土工程勘察原则上应分阶段进行，但对于场地较小且无特殊要求的工程也可合并勘察阶段。当工程规模小、建（构）筑物平面布置已经确定，且场地或其附近已有岩土工程资料时，可根据实际情况，直接进行施工图设计阶段勘察。

（一）变电站勘察阶段划分

勘察阶段的划分取决于不同设计阶段对勘察工作的不同要求。勘察的对象不同，设计对勘察工作的要求也不尽相同。对于变电站岩土工程勘察来说，其勘察阶段的划分应与设计阶段相适应，一般可分为三个阶段：

（1）可行性研究阶段（相当于工程选站）勘察。

（2）初步设计阶段勘察。

（3）施工图设计阶段勘察。

当存在下列情况下时，勘察阶段可以作相应的调整：

（1）在可行性研究阶段之前，进行站址选择时（相当于规划选站），岩土工程勘察人员可根据所搜集资料和现场踏勘调查的结果，对拟选站址的场地稳定性和岩土条件做概略推断，并初步推荐两个工程地质条件较好的站址方案。

（2）若经可行性研究阶段勘察之后，确认站址建筑场地不属于复杂场地，且总体布置方案已明确不变时，对于电压等级220kV及以下的变电站，初步设计阶段和施工图设计阶段的岩土工程勘察可合并进行，但岩土工程勘察成品的内容和深度应满足施工图设计阶段的精度要求。

（3）对于扩建或改建的变电站岩土工程勘察，可充分搜集已有的勘察资料，分析研究其内容深度是否满足相应设计阶段的要求。若不满足时，则应进行相应阶段的勘察或补充勘察。

（4）当场地类别属于复杂场地，在施工时发现岩土条件与原勘察资料不符或发现有必须查明的异常岩土工程问题时，应根据工程情况进行施工勘察或专项岩土工程勘察，如岩溶勘察、边坡勘察等。

（二）地下变电站勘察阶段划分

受周边环境因素的制约，地下变电站一般不具备安全放坡的场地条件，需要按基坑范围施行垂直开挖，并设置挡土结构进行支护。由于站址一般为指定位置，故大多数地下变电站可不考虑可行性研究阶段勘察。

通常情况下，地下变电站勘察一般可分为以下两个阶段：

（1）初步设计阶段勘察（简称初步设计阶段勘察）。

（2）施工图设计阶段勘察（简称施工图设计阶段

勘察）。

当存在有下列情况之一时，勘察阶段可作适当调整：

（1）对于简单场地，可进行一次性勘察，但勘察成果内容与深度应满足施工图设计阶段勘察要求。

（2）对于场地地形地质条件复杂，或因受场地条件限制施工图设计阶段勘察工作未能按计划完成时，应增加施工勘察。

（三）换流站、接地极勘察阶段划分

换流站、接地极勘察阶段的划分应与设计阶段相适应，一般情况下可以分为如下四个阶段进行：

（1）规划选站阶段勘察。

（2）可行性研究阶段（相当于工程选站）勘察。

（3）初步设计阶段勘察。

（4）施工图设计阶段勘察。

此外，对位于复杂场地的换流站工程，必要时宜进行施工勘察或专门性的勘察工作。

第二节 可行性研究阶段

一、变电站勘察

可行性研究阶段变电站岩土工程勘察的目的是对各站址的稳定性和适宜性做出最终评价，特别对场地的稳定性和地基条件的适宜性做出工程地质分析评价，避免所推荐的站址在以后的勘察阶段得出相反的结论。通过本阶段勘察，应初步确定地基类型，并预测工程建设可能引起的环境地质问题。通过对拟选的站址方案进行比选，推荐工程地质条件较优的站址。

（一）勘察任务

可行性研究阶段变电站岩土工程勘察主要应进行下列工作：

（1）详细了解和分析各站址区的区域地质构造和地震活动情况，确定站址的地震动参数，对站址的区域稳定性做出最终评价。

（2）查明站址的地形地貌特征。

（3）初步查明站址及附近不良地质作用，并对其危害程度和发展趋势做出分析判断。

（4）初步查明站址区的地层成因、时代、分布及主要物理力学性质，地下水的埋藏条件及场地土和水的腐蚀性。

（5）调查站址附近区域矿产分布、规划及开采情况，分析采动对站址稳定性的影响，并预测可能引起的其他环境地质问题。

（6）在季节性冻土地区，提供站址区土的标准冻结深度，必要时提供土的最大冻结深度。

（7）分析论证站址地基类型，当需要进行地基处理或采用桩基础时，应对方案进行分析论证，并提出建议。

（8）根据工程条件，提出开展地质灾害危险性评估、压覆矿产和文物评估等工作的建议。

（二）勘察前应取得的资料

本阶段在了解变电站工程类型和电压等级的基础上，在可行性研究阶段勘察之前，应尽可能从拟建站址所在地相关部门（如当地测绘、地震、国土等部门）搜集如下资料，并进行仔细研究与分析。

（1）1:50000～1:5000 地形图。

（2）区域地质、地貌资料。

（3）区域地震及地震地质资料。

（4）站址所在区域的工程地质、水文地质及地质灾害调查等资料。

（5）站址区矿产分布及开采情况，地面变形及影响范围。

（6）站址所在地区的建筑经验及有关技术标准。

（三）勘察手段、方法

可行性研究阶段变电站岩土工程勘察主要通过勘探手段初步查明站址区的岩土工程条件，必要时需进行工程地质测绘与调查，查明站址附近的不良地质作用。

1. 工程地质测绘与调查

对于复杂场地或有特殊要求的变电站项目，当存在危害场地稳定的不良地质作用时，宜根据具体情况进行工程地质测绘与调查和必要的勘探工作；对中等复杂场地和简单场地的一般变电站可进行工程地质调查。

工程地质测绘与调查的目的是为了了解拟建站址的地层、岩性、构造、地貌、水文地质条件和不良地质作用，为站址选择和勘察方案的布置提供依据。

2. 勘探与取样

勘探是可行性研究阶段重要的岩土工程勘察手段。通过合适的探测方法对站址区域的地层进行勘察，初步查明站址区地层的分布规律。

常用的勘探手段有钻探、静力触探试验、坑探、槽探等。在勘探过程中，可以进行相应的原位测试，如标准贯入试验、动力触探试验、十字板剪切试验等，同时在勘探过程中获取一定数量的原状土样进行室内试验，以评价地基岩土层的主要物理力学特性，初步确定岩土层的地基承载力，为选择合适的基础类型以及基础持力层奠定基础。

（四）勘察工作布置

1. 工程地质测绘调查范围与内容

变电站工程地质测绘与调查主要应查明拟建站址及其附近的地形地貌、地层岩性、地质构造、不良地质作用、水文地质条件及人类活动对地质环境造成的影响等，为站址选择和勘察方案布置提供依据。

工程地质测绘与调查范围一般应包括拟建站址的

建（构）筑物区域、站址建设可能影响的范围以及站址附近的不良地质作用分布。当工程地质条件特别复杂时，应扩大工程地质测绘与调查范围。

2. 勘探工作布置

本阶段变电站站址的勘探点、勘探线的平面布置、数量及勘探点的深度，应根据变电站的电压等级和场地复杂程度确定。

勘探工作布置总体原则是勘探点、线应能控制拟建站址范围，并兼顾初步确定的建（构）筑物总平面布置。勘探点深度宜深不宜浅。

不同的电压等级及场地条件、地貌单元，对变电站勘探工作的布置不尽相同，主要要求如下：对于简单场地，勘探点宜按十字状或网格状布置；中等复杂场地及复杂场地则应按地貌单元、地质分界线布置；勘探线应垂直地貌分界线、地层走向以及地质构造线布设。

本阶段勘探点一般为控制性勘探点，勘探深度应能整体上控制站址区地层分布，初步查明基础持力层性质或下卧层的分布规律，以满足分析评价不同地基基础方案对岩土层承载力及变形的要求。

不同电压等级及场地复杂程度的变电站勘探线数量和勘探点深度基本要求如下：

（1）电压等级大于或等于 330kV 的变电站。勘探工作的布置需结合场地的复杂程度进行，对于复杂和中等复杂场地的勘探点应按地貌单元布置。具体的勘探线数量和勘探点深度可按表 12-6 确定。

表 12-6　330kV 及以上变电站勘探线数量和勘探深度

变电站电压等级	勘探线数量			勘探深度
	简单场地	中等复杂场地	复杂场地	
330～750kV	≥2 条		≥3 条	20～25m
750kV 以上	≥3 条	≥4 条	≥5 条	25～30m

简单场地每个站址勘探点数量不宜少于 3 个；中等复杂及复杂场地，每个站址勘探点数量可为 5～9 个。分布特殊性岩土、不良地质作用以及表 12-6 规定深度内遇到基岩的站址，勘探线数量和勘探深度可视具体情况适当调整。

（2）电压等级小于 330kV 的变电站，勘探线的布置和勘探点深度可按表 12-7 的原则进行。

表 12-7　330kV 以下变电站勘探线数量和勘探深度

变电站电压等级	勘探线数量			勘探深度
	简单场地	中等复杂场地	复杂场地	
330kV 以下	≥1 条		≥2 条	10～20m

一般情况下对于中等复杂及复杂场地勘探点数量可为 3～5 个，对于简单场地勘探点数量可为 2～3 个。此外，当已有资料满足本阶段勘察要求时，可不布置勘探点。

（3）山地丘陵区的变电站，站址的勘察工作布置除了参考上述布置原则外，其勘察重点应放在地貌变化、基岩面起伏较大和第四系覆盖层岩性复杂的地段进行，必要时需加密勘探点。一般情况下在冲沟部位需布置一定数量勘探点。

此外，需结合工程地质测绘与调查，预测可能采用的地基类型，为站址的总平面优化布置提供基本地质资料。

（五）岩土工程条件分析评价

可行性研究阶段勘察需对站址的稳定性做出分析评价，并对站址内的各岩土层主要物理力学性质进行评价。各岩土层主要物理力学性质指标应根据室内土工试验和现场勘探过程中所进行的原位测试结果，通过对其抗剪强度、承载性能、压缩特性等进行综合分析与评价，掌握站址区内各地基岩土层的工程特性，以确定其作为建（构）筑物的天然地基持力层的可行性，为地基方案分析确定奠定基础。

1. 站址稳定性评价

（1）区域稳定性。当变电站场地基本地震动峰值加速度大于或等于 0.10g，场地地震基本烈度为Ⅶ度及以上时，对于 220kV 及以上变电站，当站址附近存在全新活动断裂时，应按表 12-8 评价断裂对站址区的稳定性。

表 12-8　站址与全新活动断裂的避让距离及处理措施

断裂分级		避让距离及处理措施
Ⅰ	强烈全新活动断裂	当地震烈度为Ⅸ度时，站址宜避开断裂 1200m；当地震烈度为Ⅷ度时，站址宜避开断裂 800m，并宜选择断裂下盘
Ⅱ	中等全新活动断裂	站址宜避开断裂，避让距离 400m
Ⅲ	微弱全新活动断裂	站址建（构）筑物不应跨越主干断裂

对于非全新活动断裂，站址可不考虑避让措施。当非全新活动断裂埋藏较浅，破碎带发育时，断裂地段可按不均匀地基处理。

（2）场地稳定性。场地稳定性问题主要是对站址及附近区域存在的崩塌、滑坡、泥石流、岩溶、采空区、地面沉降等不良地质作用对站址的稳定性影响进行分析评价，分析有无边坡稳定性影响和可能影响拟建建（构）筑物物安全的地形地貌存在。在查明站址及其附近不良地质作用发育特征的基础上，对其危害程度、发

展趋势及治理难易程度作出分析判断，必要时应提出防治的初步方案。对于复杂场地，当存在影响站址场地稳定性的不良地质作用时，应开展工程地质测绘与调查。

2. 建筑抗震地段划分

本阶段需根据站址区地形地貌和地质条件，对站址区进行建筑抗震地段划分。建筑抗震地段可分为建筑抗震有利、建筑抗震一般、建筑抗震不利和建筑抗震危险四类地段。同时评价在地震作用下岩土体发生滑坡、塌陷、崩塌的可能性。建筑抗震地段的划分应满足现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》中的相关要求。

3. 地震效应评价

当变电站工程场地基本地震动峰值加速度大于或等于 0.10g，相应的地震基本烈度为Ⅶ度及以上时，若站址区存在饱和砂土和粉土，则需对地面下 20m 深度范围内的饱和砂土和饱和粉土进行地震液化的研究与分析评价。

当场地基本地震动峰值加速度为 0.05g，相应的地震基本烈度为Ⅵ度时，应根据变电站的实际情况，按照地震基本烈度Ⅶ度进行液化分析判别。

若站址区存在厚层软土，变电站工程场地基本地震动峰值加速度不小于 0.10g，相应的地震基本烈度为Ⅶ度及以上时，需对地基内厚层软土发生震陷的可能性进行分析判别。

（六）地基基础方案建议

可行性研究阶段勘察应在初步查明站址区岩土层主要工程特性的基础上，为设计提出地基基础类型的建议。

变电站的地基类型原则上应首选天然地基，应分析评价采用天然地基的可能性。

一般来说，若站址区普遍分布物理力学性能好、地基强度相对较好、中低压缩性的土层或基岩埋藏浅时，可以考虑采用天然地基。当站址整平存在挖填方时，尽量将主要建（构）筑物布置在挖方区。

当站址存在下列情况之一时，应考虑采用地基处理或桩基础：

（1）场地整平后存在较深厚的填方区；

（2）主要建（构）筑物采用天然地基不能满足其对承载力及沉降变形的要求；

（3）站址范围内存在隐埋的湖、塘、暗沟、土洞或溶洞等；

（4）站址分布有可液化土、湿陷性土且液化等级和湿陷等级较高的地层等；

（5）经技术经济比较，需要进行地基处理或采用桩基础的工程。

本阶段勘察应建议一种或两种技术可靠、经济合理的地基处理方法或桩基础方案，并提出推荐意见，应分析需处理的土层及桩端持力层的工程性质。

在进行地基方案分析评价时，应优先考虑浅层地基处理方法，并符合地基处理的适用条件。常用的地基处理方法有换填法、强夯法、挤密桩法、预压法等。具体可根据站址区实际的地基土分布情况推荐合适的地基处理方法，并提出施工建议。

对工程地质条件复杂的场地，应对地基土的稳定性、不均匀性、软弱下卧层特性等进行分析评价。

（七）站址比选

可行性研究阶段岩土工程勘察，应按主要岩土工程条件对各拟选站址进行比选，推荐工程地质条件较优站址。站址比选可以从以下方面进行考虑：

（1）站址的区域稳定性、场地稳定性、地层岩性、水文地质条件、地基基础形式以及不良地质作用发育情况及治理难易程度；

（2）地形地貌对场地整平和利用的影响；

（3）场地对建筑抗震的影响；

（4）地基岩土性质、地基处理难易程度。

根据各站址岩土工程条件，可参考表 12-9 中所列举的主要内容进行比选，并推荐较优站址。

表 12-9 可行性研究阶段变电站站址比选表

比选项目	比选内容	推荐原则
地形地貌	地形地貌单元单一或多样，地形起伏大小	站址地形地貌单一、起伏较小
地质构造	是否存在断裂，地质构造简单或复杂	站址距离断裂较远，地质构造相对简单
地震动参数	地震基本烈度大小，是否存在液化和震陷问题	站址位于地震烈度较低区域，不存在液化土或液化程度低，软土厚度不大
地层岩性	地层岩性单一或复杂，地层分布均匀性，是否存在特殊性土	站址地层岩性单一且空间分布较均匀，无特殊性土
水文地质条件	地下水埋藏条件及其对混凝土结构的腐蚀性，对施工的影响程度	站址地下水水位埋藏较深，或对混凝土结构具微～弱腐蚀性，对施工影响较小
不良地质作用	是否存在不良地质作用，其类型、发育程度及治理难度	站址不良地质作用不发育，或治理相对简单
地基基础形式	地基类型简单或多样，是否采用天然地基或需要进行地基处理	站址可采用天然地基，或地基处理相对简单
高边坡	场地整平后是否存在高的挖、填方边坡，边坡设计的难易程度	站址无挖填方高边坡，或边坡设计方案、治理相对简单
其他岩土工程问题	可能存在的其他岩土工程问题及其处理的难易程度	站址岩土工程问题少，或处理相对较为简单

（八）勘察报告编制

可行性研究阶段的岩土工程勘察报告应对站址稳定性进行评述，对影响站址的不良地质作用、环境地质条件等问题作出评价，对主要建（构）筑物拟采用的地基类型提出建议。根据站址地形地貌、地基土工程性质、地下水条件等推荐岩土工程条件较好的站址。

本阶段岩土工程勘察成果报告的文字部分，其内容一般包括以下几个部分：

（1）前言。主要包括工程概况、任务要求、勘察工作概况，所遵循的技术标准等。

（2）区域地质、地震。主要包括地形地貌、地质构造、地震活动性及稳定性评价。

（3）各站址工程地质条件。阐述地形地貌特征、地基岩土构成及工程条件、地下水条件、不良地质作用及环境工程地质问题的分析。

（4）岩土工程条件分析及各站址方案比较。对站址的岩土工程条件进行分析评价，推荐采取天然地基时的基础持力层或采用桩基础时的桩端持力层，并对各拟选站址方案进行比选，推荐较优站址。

（5）结论及建议。含前述各部分要点、地震基本烈度、土壤冻结深度等，按岩土工程条件进行站址排序，推荐岩土工程条件较好的站址，以及对今后岩土工程勘察工作的建议。

二、地下变电站勘察

地下变电站站址一般为指定位置，故大多数地下变电站不需要进行可行性研究阶段的勘察，直接进行初步设计阶段的岩土工程勘察。如需开展可行性研究阶段的勘察，则可按照变电站可行性研究阶段的基本勘察要求进行，并兼顾基坑勘察的内容与要求，分析评价基坑开挖的可行性及支护方案。勘探点间距宜为50～75m，勘探点主要宜沿变电站基坑周边布置。

三、换流站和接地极勘察

换流站、接地极勘察区别于变电站勘察阶段，在初步设计勘察阶段之前分为规划选站阶段勘察和可行性研究阶段（工程选站）勘察阶段，其中规划选站阶段在可行性研究阶段（工程选站）之前开展。

规划选站主要是评估拟建项目与城市规划布局、交通、能源、防灾规划的衔接与协调，评价换流站、接地极极址工程建设对于环境可能造成的污染影响，以及与环境保护规划和风景名胜、文物古迹保护规划等的协调。规划选站勘察一般时间较短，且选择站址的面、点较多，只要求取得各站址的地震地质和主要工程地质条件的概略性对比资料，对影响站址建设的工程地质问题作出基本评价，并提出可行性研究阶段勘察应查清解决的问题。

（一）规划选站阶段勘察

1. 勘察目的与任务

（1）勘察目的。规划选站阶段勘察重点需对拟选换流站、接地极场地的稳定性和地基条件做出基本评价，提出适宜或不适宜建设的意见，并推荐两个或两个以上场地相对稳定、工程地质条件相对较好的站址和极址方案。

（2）勘察任务。规划选站阶段岩土工程勘察主要应进行下列工作：

1）了解各站址、极址区的区域地质、区域构造和地震活动情况，初步确定各站址、极址区的地震动参数和地震基本烈度，对站址、极址稳定性做出初步评价。

2）调查了解各站址、极址区及其附近地段的地形、地貌特征，不良地质作用及危害程度，并提出可能防治或避开的建议。对可能存在重大工程地质问题的地段进行工程地质调查。

3）概略了解各站址、极址区的地层岩性、岩土结构、成因类型、分布特征及各接地极极址区岩土层的电性特征，对换流站拟采用的地基类型提出初步建议，结合地形、地貌特征对接地极的适宜性做出初步评价。

4）调查了解各站址、极址区地下水埋藏条件及对场地的影响。

5）了解各站址、极址区及其附近矿产分布、开采和规划情况。

6）初步分析各站址、极址区环境地质问题。

2. 勘察手段

规划选站勘察工作以搜集资料和现场踏勘为主，必要时可进行工程地质调查和工程物探工作。在勘察之前应了解换流站的规模，并按照变电站可行性研究阶段的规定搜集有关资料。当缺乏资料时可布置少量勘探工作。

3. 站址和极址比选

规划选站阶段勘察应推荐两个或两个以上场地相对稳定、工程地质条件较好的站址和极址方案，可按表12-10所列内容进行分析评价和比选。

表12-10　规划选站阶段站址、极址比选内容表

比选内容	推荐原则
区域稳定性	选择距离断裂较远的站址、极址
地震烈度及地震影响	选择地震烈度较低，或者不存在液化土或软土的站址、极址
地形地貌	选择地形地貌相对单一，且起伏不大的站址、极址
不良地质作用	选择不良地质作用不发育或相对容易避让、治理难度不大的站址和极址

续表

比选内容	推荐原则
岩土结构	选择岩土种类单一，且分布较均匀的站址、极址
场地利用和整平	选择场地利用率高，且整平后总体上挖填方较平衡，不存在较高的挖填方边坡的站址、极址
地基类型	选择适宜采用天然地基或地基处理的范围不大且处理相对较容易的站址、极址
岩土特性	选择地基土电阻率相对较低，基岩埋藏较深的作为接地极极址

（二）可行性研究（工程选站）阶段勘察

可行性研究阶段勘察应对拟选换流站、接地极场地的稳定性和适宜性作出最终分析评价，对拟选站址、极址方案进行比选，推荐出工程地质条件相对较好的站址、极址方案。

1. 换流站勘察

本阶段换流站的勘察任务与要求可参照变电站可行性研究阶段勘察。

由于换流站场地范围较大，勘探线应根据场地复杂程度按照间距确定，以满足场地对勘探点密度的要求。勘探线数量、间距以及勘探点深度根据换流站电压等级和场地复杂程度可按表 12-11 进行确定。

表 12-11 可行性研究阶段勘探线数量、间距和勘探深度

换流站电压等级	勘探线数量及间距			勘探深度
	简单场地	中等复杂场地	复杂场地	
±400kV、±500kV、±660kV	≥2 条	150～200m	100～150m	20～25m
±800kV				25～30m

此外，如分布特殊性岩土、不良地质作用以及表 12-11 中勘探深度内遇到基岩的站址，勘探线数量、间距以及勘探点深度可作适当调整。

2. 接地极勘察

接地极对地层本身的承载性能要求较低，因此本阶段接地极的勘探工作主要为初步查明覆盖层厚度、极圈底面以下 3～5m 范围内土层工程特性的要求。

（1）岩土工程勘察。

1）勘察任务与要求。可行性研究阶段接地极的勘察应对各极址的场地稳定性和地基岩土条件作出初步分析评价，预测工程可能引起的环境地质问题，为接地极总平面布置提供资料，推荐岩土工程条件较优的极址，同时需注意了解地下水水位及变幅和水土腐蚀性。

2）勘察手段。本阶段接地极岩土勘察工作以搜集资料、现场踏勘、工程地质调查工作为主，并可进行适量勘探工作。

（2）地球物理勘探。

接地极对地基土的力学特性要求较低，但对土壤的导电性要求较高，本阶段除了进行岩土工程勘察外，尚需进行接地极极址的物探工作。

1）物探测量任务与要求。本阶段物探测量应初步查明拟选极址区内地基土的导电特性，测量其土壤电阻率，为极址的选择以及接地极的平面布置提供依据，方法一般采用对称四极法。一般来说，地基土土壤电阻率低、基岩埋藏较深的场地适宜用作接地极极址。

2）物探工作布置。本阶段拟选极址的范围一般都比较大，大者可达 1km^2 以上，物探工作主要是初步查明极址区岩土导电率，因此本阶段电阻率测点一般不宜太多，在拟选极址范围内均匀布设，电阻率测深可按 100m 考虑，或根据设计要求确定。当某些情况下不具备现场试验条件时，岩土的电阻率可采用经验值，参考表 12-12 中的数值。

表 12-12 土壤和水的电阻率

介质名称	电阻率（Ω·m）
黏土、粉质黏土	$10\sim10^3$
淤泥质黏土	$1\sim10^2$
粉土	$10\sim10^3$
湿砂、卵石	$10^2\sim10^3$
干砂、卵石	$10^3\sim10^5$
泥质页岩	$20\sim10^3$
泥质砂岩	$10\sim10^2$
红砂岩	$10\sim10^2$
致密砂岩	$10\sim10^3$
泥灰岩	$50\sim8\times10^2$
石灰岩	$3\times10^2\sim10^4$
花岗岩	$2\times10^2\sim10^5$
玄武岩	$5\times10^2\sim10^5$
闪长岩	$5\times10^2\sim10^5$
正长岩	$5\times10^2\sim10^5$
辉长岩	$5\times10^2\sim10^5$
玢岩	$5\times10^2\sim10^5$
橄榄岩	$5\times10^2\sim10^5$
砾岩	$10\sim10^4$

续表

介质名称	电阻率（Ω·m）
板岩	$10\sim3\times10^2$
大理岩	$10^2\sim10^4$
炭质岩层	$1\sim10^2$
凝灰岩	$10^2\sim2\times10^3$
石英砂岩	$10^2\sim10^3$
泥岩	$10\sim10^2$
片岩	$2\times10^2\sim10^4$
片麻岩	$2\times10^2\sim5\times10^4$
白云岩	$10^2\sim10^4$
盐岩	$10^4\sim10^8$
石膏	$10^2\sim10^8$
雨水	$>10^3$
河水	$10\sim10^2$
海水	$5\times10^{-2}\sim1$
地下水	$10^{-1}\sim3\times10^2$
冰	$10^4\sim10^8$
空气	$\lim\to\infty$

（3）极址比选。接地极的主要目的就是与大地充分接触，实现与大地连接，因此，如存在下列情况时，一般不利于极圈的埋置，建议为不适宜建接地极的场地，在进行极址比选时应予以充分考虑。

1）地形起伏过大；

2）在极圈埋置范围内分布有碎石土；

3）在极圈埋置范围内分布有硬质基岩。

（三）勘察报告编制

可行性研究阶段换流站的勘察报告内容可参考330kV以上变电站可行性研究阶段的勘察报告内容编制。接地极勘察报告内容可相对简化。此外物探专业需提交接地极极址的土壤电阻率测量报告。

第三节　初步设计阶段

一、变电站勘察

变电站初步设计阶段岩土工程要确定建（构）筑物地基基础形式、地基处理方案或桩基础方案，以及建筑总平面布置方案，故本阶段变电站岩土工程勘察应对站址内拟建建（构）筑地段的地基稳定性做出评价，为最终确定总平面布置、主要建（构）筑物的地基基础初步方案设计及不良地质作用的整治措施等，提供岩土工程勘察资料和建议。

（一）勘察任务与要求

初步设计阶段变电站岩土工程勘察的主要任务与要求如下：

（1）查明站址区的地形地貌和地层分布、成因、类别、时代及岩土物理力学性质，提供地基基础方案初步设计所需计算参数。

（2）查明不良地质作用的成因、类型、范围、性质、发生和发展的规律，预测其发展趋势及危害程度，提出有关整治措施的意见。

（3）进一步查明地下水的埋藏条件及变化规律，分析地下水对施工可能产生的不利影响，提出防治建议和措施，并评价站址区地下水和地基土对混凝土结构、钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性，此外对于地基土还需评价其对钢结构的腐蚀性。

（4）确定站址场地土类型和建（构）筑物场地类别。

（5）进一步分析判定站址地面下20m深度范围内饱和砂土或饱和粉土的地震液化，计算液化指数，确定液化等级。当站址内的饱和砂土和饱和粉土在地震作用下发生液化时，宜进行液化等级分区。液化等级分区的目的是针对不同的液化地段和不同等级的建（构）筑物有针对性采取适宜的地基基础方案。若站址内存在软弱土，尚应进一步对软弱土层的震陷问题进行分析评价。

（6）查明对站址建（构）筑物可能有影响的自然边坡或人工开挖边坡地段的岩土工程条件，分析评价其稳定性，并对其处理方案进行论证。

（7）对位于山区的变电站，应重点开展以下内容：

1）查明站址区地形特征、地貌成因类型、地貌单元的分布、地质构造特征及不良地质作用。

2）查清各类岩层的分布、厚度、接触关系、地质时代及工程地质特征。

3）对地基变形特性进行分析，并对不良地质作用对站址区的影响作出评价，并提出防止措施建议。

4）当存在临空面时，应分析评价建筑场地的稳定性。

（8）测试地基土壤电阻率。

（二）勘察前应取得的资料

本阶段勘察前应尽可能取得下列资料和文件。

（1）设计提出的初步设计阶段岩土工程勘察任务书。

（2）比例尺为1:500～1:5000的地形图，具有变电站坐标及地形，并标有初步拟定的建（构）筑物位置及地坪整平标高数据的图件。

（3）主要建（构）筑物地段初步拟定的基础形式、尺寸、埋深、基底单位荷载或总荷载等设计条件，以及其他拟建建（构）筑物的情况等。

（4）站址可行性研究阶段的勘察资料，以及当地已有岩土工程资料和地区地基处理等经验。

（三）勘察要点

1. 勘探线与勘探点布置

变电站初步设计阶段勘探线应垂直地貌单元边界线、地质构造线及地层走向布置，并综合考虑建筑坐标的方向和建筑轮廓布置情况。

（1）勘探点应按勘探线进行布置，一般每一地貌单元应有勘探点，且在微地貌、地貌单元交接部位及地层变化较大地段应加密勘探线或勘探点。

（2）当场地为简单场地时，勘探点可按方格网布置。

（3）当场地为中等复杂或复杂场地时，勘探点宜按地质单元布置。

（4）勘探线、点的布置应能控制站址范围，并兼顾总平面布置。勘探点应结合主要建（构）筑物位置布置，在主要建（构）筑物范围内宜加密勘探点，并应考虑建（构）筑物总平面布置变动的可能性。

（5）本阶段控制性勘探点不应少于勘探点总数的1/3，条件适宜时应有一定数量的探井或探槽。

站址区勘探线间距、勘探点的间距可按表 12-13 确定。

表 12-13　站址区勘探线和勘探点间距

场地复杂程度	勘探线间距（m）	勘探点间距（m）
简单场地	80～200	70～120
中等复杂场地	75～150	50～100
复杂场地	50～100	≤60

山区变电站由于存在深厚填土、高边坡及不良地质作用，地质构造复杂，因此本阶段的勘察范围应适当扩大，主要工作应布置在地貌变化、基岩起伏较大和第四系覆盖层岩性复杂的地段，并应考虑在施工和运行时可能发生变化的情况。

对基岩露头较多、地貌及地质构造复杂的场地，变电站宜进行工程地质测绘与调查，并结合山区地质特点合理布置勘探测试工作。

2. 勘探点深度

本阶段站址区勘探点深度可根据变电站的电压等级，按表 12-14 确定，但当遇到下列情况时，勘探点的深度可根据实际情况进行适当调整：

（1）在预定勘探深度内遇到基岩时，一般性勘探孔在确认达到基岩后即可终孔，但应判明岩性及风化程度；控制性勘探孔入岩深度不宜少于 3m。

（2）在预定勘探深度内遇到明显软弱地层时，勘探点深度应适当加深或穿透软弱地层。

（3）当拟定基础埋深以下有厚度超过 3m，分布均匀的坚实土层且其下无软弱下卧层时，除控制性勘探点深度应达到规定深度外，一般性勘探点深度宜进入坚实土层深度 1～3m 即可。

（4）根据变电站设计的场平标高和挖填方厚度，可适当增加或减小勘探深度。

表 12-14　站址区勘探点深度

变电站电压等级	一般性勘探点（m）	控制性勘探点（m）
330kV 以下	8～10	10～15
330～750kV	10～15	15～20
750kV 以上	15～25	20～30

注　表中勘探点深度仅针对地基承载力和变形分析，不适用于特殊土及不良地质作用和专门的岩土勘察要求。

3. 取样和原位测试

变电站初步设计阶段岩土工程勘察，应按规定进行取土试样和原位测试。取土试样和进行原位测试的勘探点宜在平面上均匀分布，并结合站址地貌单元、地层结构和土的工程性质布置，其数量应根据地层复杂程度确定，可为勘探点总数的 1/3～1/2。取土试样或原位测试的数量和竖向间距应按地层特点和土的均匀程度确定，每层土均应采取土试样或进行原位测试，且每一主要土层的试样或原位测试数量不得少于 6 件（个），用于进行试验结果统计分析。对影响地基稳定和变形的软弱夹层应取土试样或进行原位测试。

当获取原状土较为困难时，可多进行一些原位测试手段，如标准贯入试验、动力触探试验等，对其结果进行统计分析，并综合分析评价地基土的工程性质。

在岩石中进行钻探时，应测定 RQD 指标，并判定岩石的风化程度。

4. 地下水调查

本阶段应查明站址区地下水的类型与埋藏条件，实测地下水位深度，并调查水位变化幅度、地下水与地表水的补排关系及其对地下水位的影响，评价地下水可能对地基基础、边坡、挡墙及基坑等的影响并提供相应参数，提出合理的建议与措施。

如果工程项目需要，应在站址区设置地下水长期观测孔以监测水位变化。当地下水有可能浸没或浸湿基础时，应采取有代表性的水试样，分析地下水对混凝土结构及钢筋混凝土结构中的钢筋的腐蚀性。取水数量不应少于 500mL，测定侵蚀性 CO_2 时应另行采取一件水样，并加大理石粉作为稳定剂。

当需绘制地下水等水位线图时，应根据地下水的埋藏条件和层位，统一测量地下水位。稳定地下水位的测量时间应在初见水位测量后根据地层渗透性确定，对碎石土和砂土不得少于 0.5h，对粉土和黏性土

不得少于 8h。最终的稳定水位宜在勘探结束后统一测量。

5. 划分建设场地类别

本阶段岩土工程勘察需对站址区建设场地类别进行划分，其划分应结合场地等效剪切波速以及场地覆盖层厚度综合判定。场地地层剪切波速应以实测值为准。建筑场地类别按现行国家标准 GB 50011《建筑抗震设计规范》的要求确定。

对于电压等级为 220kV 及以下的非枢纽变电站，当实测土层剪切波速确有困难，或当地已有实际工程经验，土层的剪切波速可根据土的类型和性状，按 GB 50011《建筑抗震设计规范》中的相关内容确定。

对于电压等级为 330kV 及以上的变电站，土层的剪切波速测试应符合下列要求：

（1）站址位于同一地质单元时，剪切波速测试钻孔不宜少于 3 个。剪切波速测试钻孔宜布置在主控楼、主变压器等主要建筑地段。

（2）当站址位于不同地质单元时，剪切波速测试钻孔的位置和数量应按地质单元确定。同一地质单元剪切波速测试钻孔不宜少于 3 个。

（四）岩土工程条件分析评价

1. 天然地基分析与评价

变电站建（构）筑物荷载一般不大，本阶段需对站址区所分布的各岩土层进行分析评价，确定采用天然地基的可行性。主要应包括下列内容：

（1）根据建（构）筑物基础的设计条件，分析地基岩土条件及性质，分析评价其均匀性，建（构）筑物地基优先考虑采用天然地基，并地基持力层的强度和下卧层的岩土条件、性状做出评价。

（2）确定地基土地基承载力、压缩模量、抗剪强度、重度等物理力学指标值。

（3）分析基坑边坡稳定性和对邻近建（构）筑物的安全影响，提出采取的防护措施和有关设计参数。

2. 地基均匀性分析与评价

当建（构）筑物跨越两个或以上不同地质单元，基础底面压缩层范围内岩土的压缩性质在平面上有显著差异或在地基压缩层范围内的地层成因时代混杂、岩性不均、分布有岩性差别较大的夹层或透镜体时，宜开展地基均匀性分析与评价，对不均匀地基进行变形定性分析，并结合建（构）筑物结构安全等级提出采取结构和地基处理措施建议。

（五）地基基础方案建议

变电站初步设计阶段岩土工程勘察应在岩土工程分析评价的基础上，结合场地工程地质条件，确定建（构）筑物地基方案。与可行性研究阶段的原则相同，变电站建（构）筑物地基应首选天然地基，当天然地基不能满足要求时，应提出地基处理或桩基础方案的建议。

从工程经济性和合理性角度出发，当场地条件复杂时，可以结合站址区岩土层的物理力学特性和上部荷载对地基承载力和沉降的不同要求选择多种地基处理方案，针对不同建筑地段选择天然地基、桩基础或进行地基处理。

一般说来，对于新建 330kV 以上变电站，当选择采用人工地基或桩基础时，本阶段宜根据需要进行相关原体试验，原体试验的主要任务是检验拟采用的地基处理或桩基础方案对场地岩土工程条件的适宜性及效果，为地基方案设计和优化提供依据，确定施工工艺参数，推荐施工及检测、监测手段和标准。

（六）勘察报告编制

变电站初步设计阶段岩土工程勘察报告的编制应对站址岩土工程条件进行全面的论述、分析与评价，并对变电站主要建（构）筑物地基基础方案提出推荐意见，提供地基基础方案设计所需岩土参数，对施工中可能遇到的岩土问题提出建议。

岩土工程勘察成果报告的文字部分，应包含以下内容：

（1）前言。包括工程概况，勘察任务及完成的勘察工作量等。

（2）站址工程地质条件。包括地形地貌特征、地基岩土构成及特性、地下水条件、不良地质作用发育情况。

（3）原位测试成果分析。对原位测试成果进行分析，评价地基岩土的工程特性，并对相关指标进行统计。

（4）岩土工程条件分析及评价。根据不同建（构）物的特点，按建筑地段分别作出岩土工程评价，提出地基基础设计所需岩土参数。

（5）主要岩土工程问题分析。对环境工程地质等问题进行分析，预测站址可能存在的岩土工程问题，包括对不良地质作用整治，基坑开挖、地基处理等施工过程中应注意的事项进行阐述。当场地存在挖填方边坡时，需对边坡稳定性进行评价，提出合理的开挖坡比和填土的坡率以及压实要求。当存在较高的挖填方边坡时，应建议进行专项边坡勘察。

（6）结论及建议。除前述各部分要点，包括地震动参数、地基基础方案、地下水条件、岩土工程意见及对今后工作的建议等。

二、地下变电站勘察

地下变电站初步设计阶段岩土工程勘察以地基勘察为主，初步查明站址的地质条件、环境条件及站址区岩土工程条件，为初步设计提供依据。

(一)勘察任务与要求

1. 勘察任务

初步设计阶段地下变电站岩土工程勘察的主要任务应包括以下内容：

(1) 查明站址区的地层结构、成因类型、分布规律及其在水平和垂直方向上的变化，提出各有关土层的有效应力强度参数或不排水抗剪强度参数，以及基坑支护设计、施工所需的有关参数，并评价施工造成的应力、应变条件和地下水条件的改变对土体的影响。

(2) 查明开挖范围和邻近场地地下水类型、水位及变幅，以及施工过程中水位变化对支护结构的影响，分析渗透压力下的流土和管涌发生的可能性，并提供地下水控制及抗浮措施。

(3) 查明站址邻近建（构）筑物和地下设施的分布现状、特性，对施工振动、位移的承受能力以及施工降水对其的影响，并对必要的保护措施提出建议。

2. 勘察要求

因地下变电站的特殊性，本阶段勘察除了需满足变电站相应阶段勘察的一般要求外，同时需考虑基坑勘察，并初步提出基坑支护方案建议。

(二)勘察要点

1. 勘察手段与方法

本阶段勘察主要手段以工程地质测绘与调查、勘探、工程物探和原位测试为主。

(1) 工程地质测绘与调查。由于地下变电站的特殊性，工程地质测绘和调查有其相应的要求，一般情况下应初步查明下列问题：

1) 地貌形态和成因类型；

2) 地震地质背景；

3) 断裂和主要裂隙的性质、产状、充填、胶结、贯通及组合关系；

4) 地层岩性、产状、厚度、风化程度；

5) 不良地质作用的类型、规模和分布；

6) 地下水类型、埋藏条件、补给、排泄和动态变化；

7) 地表水体的分布及其与地下水的关系。

(2) 勘探与原位测试。除进行工程地质测绘与调查之外，还需通过钻探、标准贯入试验、动力触探、静力触探、工程物探等勘探手段查明站址区的地层分布，可根据不同的地质条件选取适宜的勘探手段。

2. 勘察范围

地下变电站站址一般事先已确定，因此本阶段的勘察范围应根据基坑开挖深度、可能的支护方式及场地的岩土工程条件综合确定。

勘察范围主要考虑基坑稳定性计算所需范围，受基坑开挖影响一定范围内的土体应力状态发生变化，可能产生水平和垂直位移，该范围随土的性质而异，并受施工质量的影响。

勘察范围应满足基坑支护设计与施工的设计要求。勘探点除了沿基坑周边布置外，一般在基坑支护所涉及的范围内均需布置勘探点。

当开挖边界外无法布置勘探点时，应通过调查取得相应资料。对于深厚软土区的勘察范围尚宜进一步扩大。

3. 勘探点间距与深度

勘探点间距宜为30～50m，当地层变化较大时，应增加勘探点。

勘探点的深度应满足地基强度和变形计算，根据基坑支护结构设计、土体及整体稳定性验算和地下水控制设计的要求确定。勘探点深度一般宜为基坑开挖深度的1.5～2倍。若站址区存在软土，则勘探点深度宜为开挖深度的2～3倍，必要时尚需穿越软土层。

4. 取土试样及室内试验

与变电站初步设计阶段勘察相同，地下变电站的勘察过程中需要采取一定数量的岩样、土样和水样进行室内试验分析，同时在勘探过程中进行原位测试，以对站址区地基土层的岩土工程特性进行分析评价。

取样时需注意每一主要岩土层均应采取试样，以便掌握主要岩土层的物理力学性质，并对其工程特性进行准确评价。当有地下水时应采取水试样，判断对混凝土结构、钢筋混凝土结构中钢筋的腐蚀性。

室内试验除应满足土工试验的一般规定外，还应满足以下要求：

(1) 固结试验应进行加荷、卸荷回弹试验，测定回弹指数 C_S。其压力的施加应考虑实际的加、卸荷状态。

(2) 抗剪强度试验宜采用三轴剪切试验，并应考虑土的类别、支护结构类型选择试验方法，确定有效应力或总应力抗剪强度参数。对于砂土，必要时需测定水上水下天然休止角。

(3) 必要时应进行静止侧压力系数（K_0）试验、K_0条件下固结不排水抗剪强度试验、K_0固结不排水剪测孔隙水压力试验、特定应力比固结不排水剪试验、平面应变压缩试验和平面应变拉伸试验。

(三)水文地质参数

地下变电站的岩土工程勘察以地基和基坑勘察为主，若站址区存在地下水，则在基坑开挖时需要进行排水或采取降水措施，且地下水对施工的影响非常大，因此需要确定水文地质参数以满足基坑降水施工和设计要求。

水文地质参数宜通过现场试验和室内试验综合确定。需要提供的水文地质参数一般包括渗透系数、影

响半径、给水度、释水系数等，其中渗透系数和影响半径应满足下列要求：

（1）渗透系数。可采用室内试验的方法确定，也可使用经验数据。必要时应采用钻孔抽水试验、注水试验来确定。

（2）影响半径。可利用抽水试验的成果资料根据经验公式进行计算。目前大多数只能给出近似值。当无试验资料时，在条件允许的情况下也可采用经验值。

（四）环境条件调查

地下变电站因其复杂性，施工过程中会存在深大基坑。在进行基坑支护设计和地下水控制方法的选择时，一方面要保证基坑开挖的正常进行，同时要保证基坑开挖过程中对周围建（构）筑物及各类地下设施、管线、管道及人防工程等的安全。

在本阶段勘察过程中需对邻近建（构）筑物状况进行详细调查，分析确定邻近建（构）筑物和地下管线等的变形允许值，以采用合理的支护结构和地下水控制方法。

1. 邻近建（构）筑物调查

地下变电站初步设计阶段勘察对邻近建（构）筑物状况的调查主要应包括以下内容：

（1）建（构）筑物分布状况。

（2）建（构）筑物与开挖边线的距离。

（3）建（构）筑物的性质，结构类型，层数，基础形式、埋深等。

（4）基坑开挖前已有裂缝、倾斜等情况。

2. 邻近管线及地下设施和水体调查

本阶段应对周围管线和地下构筑物设施状况以及周边道路和水体进行调查。一般来说，应采用综合工程物探方法进行。调查应包括以下内容，当条件复杂时，应进行专项调查与勘察工作。

（1）管线（含煤气、上下水、热力、电缆、污水管道等）与基坑的相对位置、埋深及其性状等。

（2）地下构筑物（含人防、地铁隧道、车站、地下通道、地下车库等）结构平面及剖面尺寸、形状，基础形式，与基坑的相对位置。

（3）查明周围道路与基坑的距离、道路性质、交通状况（车流、车载）等。

（4）查明邻近地区地表水体及暗沟、暗塘的位置、深度（及水深）范围等。

（五）勘察报告编制

地下变电站初步设计阶段岩土工程勘察报告的编制应满足变电站的要求。除此之外，应对基坑支护方案和地下水控制措施提出建议。一般来说应包括下列内容：

（1）概述场地条件、工程条件，分析场地的地层结构和岩土的物理力学性质。

（2）提出基坑支护设计方案与施工建议，包括推荐合理可行的支护方案与地下水治理方案，分析基坑施工开挖过程中应注意的问题等，并提供基坑工程设计所需的参数。一般来说，在软土地基中常用深层搅拌法、高压喷射注浆法和注浆法等，对支护结构被动区进行土质改良，减小基坑周围地面沉降。

（3）评价地下水对工程的影响，并提出地下水的控制方法、计算参数及施工控制的建议。一般可设置止水帷幕或回灌等方法来避免基坑四周水位降低而导致的沉降。当在砂土或粉土中开挖基坑时，应有效地控制地下水的水力梯度，防止发生管涌或流砂。

（4）评价场地周围环境条件与基坑开挖、支护、降水（截水）之间的相互影响，提出设计、施工应注意的事项和对必要保护措施的建议。

（5）对施工中可能遇到的问题提出防治措施的建议。

（6）对施工过程中基坑宜进行的监测项目提出建议。

（7）提供平面图、剖面图、各类测试图表、计算图表等。

三、换流站和接地极勘察

换流站初步设计阶段的岩土工程勘察基本要求和主要工作与变电站基本相同，可参照变电站相应阶段的要求进行。

（一）换流站勘察

1. 勘察任务与目的

换流站初步设计阶段勘察应对地基稳定性和均匀性作出评价，为确定总平面布置、主要建（构）筑物地基基础方案设计及不良地质作用整治等提供岩土工程勘察资料，推荐适宜的地基基础方案。

2. 勘探点、线的布置及勘探点深度

换流站勘探点和勘探线的布置原则可参考变电站勘察的要求，其中勘探点的深度可参考表 12-15 的要求执行。

表 12-15　　换流站勘探点深度　　（m）

换流站电压等级	一般性勘探点深度	控制性勘探点深度
±400kV、±500kV、±660kV	10～15	15～20
±800kV	15～25	20～30

此外，若遇特殊性岩土、不良地质作用或表 12-15 规定深度内遇到基岩的站址，勘探线数量、勘探点间距和勘探深度可适当调整。

（二）接地极勘察

1. 勘察任务与目的

本阶段接地极勘察应查明极址的岩土工程条件，为确定接地极平面布置、塔基基础方案设计、不良地质作用整治等提供岩土工程勘察资料，推荐塔基地基处理或基础方案，并对不良地质作用整治进行方案论证。

2. 勘察要点

（1）勘探点布置。本阶段接地极勘察勘探点的数量和深度应符合下列规定，并应考虑平面布置变动的可能性。

1）勘探点的数量不应少于 9 个；

2）当基岩埋藏较浅时勘探点应深至基岩，当基岩埋藏较深时勘探点深度不应小于 10m。

（2）取土与原位测试。本阶段勘察过程中应采取一定数量的原状土样，并进行原位测试，主要岩土层的取样或原位测试的有效数量不应少于 6 个，并对相关试验结果进行统计分析，合理确定接地极区各岩土层的物理力学指标。

3. 岩土工程条件分析与评价

接地极主要由极圈和中心塔及分支塔构成，其对荷载变形要求较小，因此本阶段主要评价极址区地层作为天然地基的可能性，以及未来施工过程中可能出现的地下水影响、基坑稳定等问题，并提出相应的控制措施。

（三）物探测试

1. 土壤电阻率测量

本阶段换流站和接地极极址范围基本已经确定，因此勘察除了需查明站址或极址区的岩土工程条件外，尚需进行土壤电阻率测量。其测量方法、测量精度、数据校正、资料解译等应符合现行电力行业标准 DL/T 5159《电力工程物探技术规程》的要求。

（1）测量方法选择。换流站和接地极极址土壤电阻率测量方法可参考表 12-16 进行选择。

表 12-16　土壤电阻率测量方法选择

测量深度（m）	建议的测量方法
0～200	对称四级电测深法
200～2000	瞬变电磁法
2000～30000 及以上	大地电磁测深法（MT）、连续电磁剖面法（EMAP）

（2）测量要求。换流站和接地极极址土壤电阻率的测量应符合下列要求：

1）结合换流站规模、场地复杂程度、电性层特性和设计要求均匀布置土壤电阻率测点，测量密度不宜低于 1 点/1000m^2，且不宜少于 30 点。地质地貌单元及地层较复杂地段应增加测点。

2）当地层土壤电阻率各向异性较大时，应在测点相互垂直的两个方向上布设测线测量。

3）整平场地应在填筑完成后进行测量。

4）接地极电阻率测量时，最大测量极距应根据极圈形状和直径确定，且不宜小于 1 倍极圈直径。

2. 土壤热参数测试

土壤热参数测试仅针对接地极开展。

接地极设计所需的土壤热参数主要有土壤热导率和土壤热容率，宜根据工程情况和岩土特性，选择室内试验或现场测试。

土壤热导率测试可选择均匀热平板稳态法、激光脉冲法和热线法；

土壤热容率测试可选择量热计法、脉冲法等；

现场测试可选择线热源双探针法。

土壤热导率和热容率的测试应符合下列要求：

（1）热导率、热容率测点应根据设计要求和接地极埋设深度处的地层复杂程度均匀布点，测点不应少于 10 个。

（2）线热源双探针法在室内测试时，试样尺寸和厚度的选择宜符合试验方法及选用试验仪器的要求，试样的制备应符合现行国家标准 GB/T 50123《土工试验方法标准》的相关要求。试样数量不应少于 10 件，试样等级宜为Ⅰ级或Ⅱ级。

（3）土壤热参数测试应考虑土壤含水量的变化，宜按原状土干密度配制试样的风干、半风干及饱和三种状态进行测试。

（4）测试温度的选择应与实际工况相符合，并进行两次并行测定。

（四）勘察成品编制

初步设计阶段换流站岩土工程勘察报告内容可参考本阶段变电站的要求编制。接地极岩土工程勘察报告因极址范围内一般仅埋设有极圈及中心塔和分支塔，不存在其他建（构）筑物，因此岩土报告内容可以适当简化。

此外，需提交土壤电阻率、热导率和热容率测试报告，报告应提供采用的方法和仪器，土试样的名称、厚度、含水率及密度等。

第四节　施工图设计阶段

一、变电站勘察

施工图设计阶段变电站建（构）筑物总平面布置、地基基础设计方案和岩土治理方案已基本确定，因此勘察应针对不同建（构）筑物进行，并对施工及运行可能引起的地质问题进行分析评价。

本阶段岩土工程勘察应对变电站各建（构）筑物地基做出最终岩土工程分析评价，提供设计、施工所需的岩土参数和岩土工程资料。对地基基础形式、地基处理、基坑支护、工程降水以及不良地质作用的整治等提出具体建议，并对工程建设可能引起的站址环境地质问题做出预测。

变电站施工图设计阶段岩土工程勘察主要采用钻探、静力触探试验、标准贯入试验、动力触探试验、坑探、土工试验等勘探手段查明站址区的岩土工程条件。

（一）勘察任务

一般情况下，变电站建（构）筑物基底应力不大于 150kPa，地基土强度在多数情况下可以满足承载力的要求，因此大部分岩土工程问题和地基土沉降变形有关。

本阶段变电站岩土工程勘察的主要任务如下：

（1）查明站址各建（构）筑物地段的地基岩土类别、层次、厚度及沿垂直和水平方向的分布规律。

（2）查明各建筑地段岩土层的物理力学特性，提供岩土的地基承载力特征值、抗剪强度、压缩模量等指标，以及人工地基、桩基础等地基基础设计所需计算参数。

（3）查明各建筑地段地下水埋藏条件，提供水位及变化幅度。

（4）查明不良地质作用的类型、成因、分布范围、发展趋势和危害程度，提出具体整治方案的建议。

（5）分析和预测施工过程中可能引起的环境地质问题，并提出防治措施及建议。

（二）勘察前应取得的资料

在进行施工图设计阶段岩土工程勘察前，尽可能取得下列资料进行研究与分析：

（1）设计专业下达的岩土工程勘察任务书。

（2）具有坐标及地形的建（构）筑物总平面布置图。

（3）各建（构）筑物的室内外地坪标高，上部结构类型、基础形式与埋深、基底荷载和地基变形允许值等。

（4）各建（构）筑物拟采用的地基处理方案及要求。

（5）可行性研究阶段和初步设计阶段的岩土工程勘察资料。

（三）勘察要点

1. 勘探点平面布置

变电站施工图设计阶段勘探点的平面布置，应根据建（构）筑物特点和场地复杂程度确定，以满足查明各建筑地段的地层结构、性质及均匀性的分析评价要求。

本阶段变电站勘探点的平面布置宜参照下列原则：

（1）主控楼、配电装置楼的勘探点可沿基础柱列线、轴线或轮廓线布置，勘探点间距宜为 30～50m，且每个单体建筑的勘探点数量不应少于 2 个。

（2）变压器区域应布置勘探点，每台变压器的勘探点数量不应少于 1 个。

（3）构架、支架场地可结合基础位置按方格网布置，勘探点间距宜为 30～50m。

（4）其他建（构）筑物地段可根据场地条件及建（构）筑物布置按建筑群布置勘探点。

（5）控制性勘探点的数量应按场地复杂程度确定。对于简单场地，控制性勘探点的数量不宜少于勘探点总数量的 1/3；对于复杂场地，控制性勘探点的数量不宜少于勘探点总数量的 1/2。主要建（构）筑物或对地基变形敏感的建（构）筑物应布置有控制性勘探点。

（6）对于简单场地或复杂场地，勘探点数量应根据地形、地貌和地层变化情况进行适当调整。简单场地可按方格网布置勘探点，且在建（构）筑物位置布置控制性勘探点；复杂场地应综合地形、地貌和地层变化情况加密勘探点。条件适宜时，可布置适量的探井或探槽。

2. 勘探点深度

变电站施工图设计阶段岩土工程勘察的勘探点深度应结合不同的建筑地段和上部荷载确定，以满足设计计算所需的承载力和变形深度要求为准。

变电站建（构）筑物荷载一般不大，勘探点深度应自基础底面算起，并应满足下列要求：

（1）一般性勘探点深度应能控制地基主要受力层，当基础宽度不大于 5m 时，勘探孔深度对于条形基础不应小于基础底宽度的 3 倍，对于单独基础不应小于基础底宽度的 1.5 倍，且不应小于 5m。

（2）控制性勘探孔深度应大于地基变形计算深度，位于构架、支架区的控制性勘探孔深度可为 8～12m，其他地段的控制性勘探孔深度可为 8～20m。

（3）但当遇到下列情况时，勘探点的深度可根据实际情况进行适当调整：

1）在预定勘探深度内遇到基岩时，一般性勘探孔在确认达到基岩后即可终孔，但应判明岩性及风化程度；控制性勘探孔入岩深度不宜少于 1m。

2）在预定勘探深度内遇到明显软弱地层时，勘探点深度应适当加深或穿透软弱地层。

3）当拟定基础埋深以下有厚度超过 3m，分布均匀的坚实土层且其下无软弱下卧层时，除控制性勘探点深度应达到规定深度外，一般性勘探点深度宜进入坚实土层深度 2m 即可。

4）根据变电站设计的场平标高、挖填方厚度和基

础埋深，可适当增加或减小勘探深度。

（4）当拟采用人工地基或桩基础时，应按其实际需要确定勘探点深度。

3. 取样及原位测试

采取原状土试样和进行原位测试的勘探孔应占勘探孔总数的 1/3～1/2。同一地质单元体内每一主要土层，取原状土试样或原位测试数据不应少于 6 件（组）。

对所取土样和原位测试方法所得到的试验数据应进行统计分析，通常地基土的物理指标取平均值，力学指标取标准值。

4. 桩基础和特殊性土勘察

桩基础和特殊性岩土的勘察，勘探点的间距、深度、土工试验内容以及岩土工程分析评价等均应符合相关要求。

（四）岩土工程条件分析评价

本阶段岩土工程条件分析评价主要在初步设计阶段勘察成果的基础上对站址区各岩土层的性状、压缩模量、地基承载力特征值、抗剪强度等作出详细分析评价，针对变电站不同建（构）筑物地段的岩土条件，分析评价其采用的基础形式等。同时，对地下水对地基基础、边坡、挡墙及基坑的影响作出分析评价。

（五）勘察报告编制

本阶段勘察报告编制的原则和内容可参考初步设计阶段要求，但重点应分析变电站不同建筑地段的岩土工程条件与地基基础方案，并对施工过程中可能出现的问题进行预测，并提出建议与措施，如基坑开挖、不均匀沉降、挖填方边坡设计与施工、填方施工、施工降水等。

二、地下变电站勘察

地下变电站施工图设计阶段岩土工程勘察内容与要求可参考初步设计勘察，但重点为基坑勘察，主要针对基坑支护进行专门的勘察工作，采用钻探、工程物探、原位测试和土工试验等综合勘察方法，详细查明站址基坑基底、侧壁地基土的工程性质和场地的工程地质和水文地质条件，以提供基坑设计所需的岩土参数，并分析、评价基坑开挖以及采取支护和地下水控制措施后基坑自身的稳定，与相邻结构和设施的相互影响关系。

（一）勘察任务

地下变电站施工图设计阶段的岩土工程勘察应查明基坑开挖影响范围内的岩土物理力学性质和地下水条件，对基坑开挖稳定性进行分析、评价，并提出相应的工程建议。

地下变电站周边通常有相邻建（构）筑物及设施。本阶段勘察主要应进行下列任务：

（1）查明站址可能影响范围内的岩土层分布和各层岩土的物理力学性质。抗剪强度试验应采用不固结不排水剪切试验或固结不排水剪切试验。

（2）查明不良地质作用的类型、性质、分布，并提出防治措施的建议。

（3）查明地下水的类型、补给来源、排泄条件和水位动态变化规律，地下水与地表水的水力联系，含水层类型、渗透性、分布和埋藏特征，透水层与隔水层的分布和埋藏关系。当基坑周围的水文地质条件复杂或需要对地下水进行控制（如施工降水或隔渗），且已有资料不能满足要求时，应进行专项的水文地质勘察。

（4）预测基坑开挖期间出水状态、涌水量和水质的腐蚀性。

（5）当需要进行降水施工时，应提出工程降水方案和有关参数。

（6）查明站址所在位置及邻近地段的地面建筑和地下构筑物状况，预测基坑开挖可能产生的影响（如流砂、管涌等），并提出防护措施。当基坑开挖过程中有渗流时，地下水的渗流作用宜通过渗流计算确定。

（7）运行环境调查，查明邻近建（构）筑物和地下设施的现状、结构特点以及对开挖变形的承受能力。

（二）勘探手段

地下变电站施工图设计阶段勘探手段应以钻探、原位测试和土工试验等为主。在勘探过程中宜采用标准贯入试验、十字板剪切试验等原位测试来获取地基土的物理力学参数。

（三）勘察要点

1. 勘察范围

地下变电站施工图设计阶段勘察范围除满足初步设计阶段勘察的要求外，尚应满足基坑不同支护类型结构设计的需要，故宜在开挖边界向外扩展开挖深度的 1～2 倍范围内布置勘探点。当在开挖边界外无法布置勘探点时，应通过调查或搜集资料取得相应的资料。对于深厚软土区，勘察范围尚应适当扩大。

2. 勘探点布置

施工图设计阶段勘察勘探点间距宜为 15～30m，地层变化较大时，应增加勘探点，查明分布规律。

勘探点深度应根据基坑深度和站址工程地质条件、水文地质条件、基坑支护结构设计、抗浮设计等要求确定。基坑周边勘探点深度应不小于开挖深度的 2 倍，软土地区应穿透软土层。当在要求的勘探深度内遇到基岩时，可适当减少勘探深度。

（四）室内试验

本阶段重点为基坑勘察，因此在受基坑开挖影响和可能设置支护结构的范围内，应提供支护设计所需的抗剪强度指标。

土的抗剪强度试验方法，应与基坑工程设计要求

一致，符合设计采用的标准，一般宜采用三轴剪切试验。此外，针对基坑设计，必要时还需进行固结试验、固结不排水抗剪强度试验等。

（五）地下水评价

当地下变电站站址区存在地下水时，需重点评价地下水对基坑的影响，应符合下列要求：

（1）当基坑开挖深度低于地下水位时，应评价地下水对基坑开挖、基坑支护的影响，当基坑涌水量较大时，应进行专门的基坑降水试验和降水设计。

（2）当地下水以下的基坑开挖深度内分布有砂土或粉土时，应评价产生潜蚀、流砂或管涌的可能性以及对基坑支护的影响。

（3）当基坑以下存在承压水层时，应评价产生底突、涌水的可能性，提出预防措施的建议。

（4）当需要进行工程降水时，应评价降水对基底土层、基坑稳定和周围建（构）筑物的影响。

（六）勘察报告编制

施工图设计阶段勘察报告编制内容可参考初步设计阶段勘察。由于本阶段重点为基坑勘察，勘察报告应包括基坑工程有关内容，主要包括以下几个方面：

（1）与基坑开挖有关的场地条件和工程地质条件。

（2）提出地基方案及地基处理方式、计算参数和支护结构选型的建议。

（3）提出地下水控制方法、计算参数和施工控制的建议。地下水控制方法一般可以采用井点降水、设置止水帷幕、明排等。

（4）提出施工方法和施工中可能遇到的问题，如对基坑开挖、坑壁支护等提出建议。

（5）对施工阶段的环境保护和监测工作的建议。一般要求基坑施工采用信息化动态施工法，且基坑工程的整个施工过程均应在严格的监理之下进行。

三、换流站和接地极勘察

（一）换流站勘察

换流站施工图设计阶段勘察应根据站内不同建（构）筑物的特点和重要性，评价各建筑地段的工程地质条件和岩土特性，提供地基基础设计、不良地质作用整治和施工所需的岩土工程资料。

1. 勘察任务与要求

换流站施工图设计阶段的岩土工程勘察总体上可按本阶段变电站勘察的要求执行。

2. 勘探点布置要求

本阶段勘探点的布置应根据建（构）筑物特点和场地复杂程度确定，对于阀厅、换流变压器等重要建（构）筑物地段，应按主控制楼的要求进行勘察；对于滤波地段应根据荷载情况，着重研究地基岩土的变形特征。具体可按照如下要求进行勘探点布置：

（1）主控楼、阀厅勘探点可沿基础柱列线、轴线或轮廓线布置，每个单体建筑的勘探点数量不应少于5个。

（2）换流变压器区每台变压器均应布置勘探点，每台变压器不宜少于2个勘探点。

（3）滤波器区勘探点间距宜为15～30m。

（4）构架、支架场地可结合基础位置按网格布置，勘探点间距宜为30～50m。

（5）其他建（构）筑物地段可根据场地条件及建（构）筑物布置，按建筑群布置勘探点。

（6）控制性勘探点数量应按照场地复杂程度确定，一般不少于勘探点总数的1/3，主控楼、阀厅、换流变压器、滤波器等主要建（构）筑物或对地基变形敏感的建（构）筑物应布置控制性勘探点。控制性勘探点平面布置应能控制换流站整个场地。

（7）对于复杂场地，应根据地形、地貌和地层变化情况增加勘探点，对于简单场地，可适当减少勘探点。

3. 勘探点深度

换流站施工图设计阶段的勘探点深度可参照本阶段变电站勘察勘探点深度，并结合换流站具体建（构）筑物基础设计要求进行。

4. 土壤电阻率测量

本阶段一般在站址场地平整后要求对土壤电阻率进行复测，其测量要求可参考初步设计阶段的相关内容。土壤电阻率测线应布置在代表性地段，并能反映整个换流站场地的电阻率特性。

5. 勘察报告编制

本阶段勘察成品报告的编制可参考变电站勘察的有关内容进行。

（二）接地极勘察

接地极施工图设计阶段勘察应对各地段的地基作出详细的岩土工程评价，查明地下水和地基土的腐蚀性，为地基基础和不良地质作用整治的设计提供岩土工程资料。

1. 勘察任务

本阶段接地极岩土工程勘察应针对接地极各引流塔和极圈的地基进行勘察，以确定基础形式和地基处理方案，同时应对可能引起的环境地质问题进行评价。

2. 勘探点布置要求

接地极平面布置较为简单，本阶段接地极勘察勘探点的布置应符合下列规定：

（1）极圈地段应沿极圈布置勘探点，勘探点间距可按50～80m考虑。

（2）中心塔、分支塔每塔至少应布置1个勘探点。

3. 勘探点深度

本阶段接地极勘察勘探点深度应符合下列规定：

（1）极圈地段勘探点深度应进入极圈底面以下不小于 2m。

（2）中心塔、分支塔地段勘探点深度应大于塔基底面宽度的 1.5 倍与埋深之和，且不应小于 8m。当在预定深度内遇基岩时，勘探点应钻入基岩并能判明岩性及风化程度。当有软弱下卧层时勘探点宜适当加深。

4. 取土及原位测试

本阶段接地极勘察，在中心塔、分支塔地段每塔位均应取土试样或进行原位测试，其数量和要求与初步设计阶段相同。

5. 电阻率测试

土壤电阻率对接地极设计有十分重要的影响，施工图设计阶段接地极仍需开展土壤电阻率的测量。由于本阶段极圈和中心塔、分支塔位置均已确定，电阻率测试点可沿极圈和塔中心布置，数量按设计要求确定。

除特别要求外，本阶段一般不再开展土壤热导率和热容率的测试。

6. 勘察报告编制

接地极施工图设计阶段岩土工程勘察报告的内容和格式可参考换流站。但因接地极平面布置较为简单，主要查明极圈位置和中心塔、分支塔处的工程地质条件，对塔基的基础形式提出建议，并对极圈埋设施工过程中可能出现的问题进行分析和评价，并提出处理措施，如基坑坑壁支护、基坑降水等。此外需提供土壤电阻率测试报告。

第　二　篇

岩土工程设计





第十三章

岩土工程设计概述

岩土工程设计是在岩土工程勘察活动完成后，根据工程建设场地或建（构）筑物的施工要求及场地的工程地质、环境特征和岩土工程条件，所进行的桩基础工程、地基处理工程、边坡工程、基坑工程等岩土工程施工范畴的方案设计与施工图设计。

第一节　岩土工程设计依据和基本技术要求

岩土工程设计内容包括地基处理工程、桩基础工程、边坡工程、基坑工程、降水工程等与建（构）筑物地基基础设计和施工有关的工程项目，岩土工程设计深度一般应与整个工程项目设计阶段相对应，其设计深度和上部结构设计的输入相对应，同时也应和岩土工程勘察资料的输入相对应。

由于岩土工程设计以研究岩土体为主要对象，这决定了岩土工程设计自身的特点，与上部结构相比，岩土工程设计具有很大的不确定性，使得岩土工程设计不能仅靠一两种方法。常用的设计方法包括概率极限状态设计法、容许应力法、单一安全系数法、工程类比法、概念设计和动态设计等多种方法并存。

一、岩土工程设计依据

岩土工程设计的依据包括建（构）筑物结构资料和基础资料。一般情况下，包含以下资料：

1. 总体设计方案及建（构）筑物上部结构资料

建（构）筑物上部结构资料主要包括以下内容：

（1）总平面布置及厂（站）地坪设计标高、工程安全等级、建（构）筑物高度、基坑开挖深度、拟采用的地基基础形式等；

（2）建（构）筑物上部结构类型、荷载及分布、对沉降及差异沉降的要求等。

2. 工程建设场地地形和水文气象资料

（1）地形图及平面、高程控制系统；

（2）地表水位、流量、洪峰、淹没、冲淤和场地设计洪水位等；

（3）大气降水、土壤冻结深度等。

3. 建设场地岩土工程勘察资料

（1）岩土的类型、结构、年代、成因、性质、分布等；

（2）岩土的工程性质指标及其变异性；

（3）不良地质作用，包括工程建设场地及附近滑坡、崩塌、泥石流、地裂缝等类型、特征、发展演变趋势及其对工程的影响；

（4）人为地质现象，包括采空区、水库坍岸、抽水引起的地面沉降、地面塌陷、地表裂缝等类型、特征、动态及其对工程的影响；

（5）建筑场地类别、地震动参数、饱和粉土及砂土液化等；

（6）地下水类型、水位、动态、地层渗透性、补迳排条件等；

（7）土与水对建筑材料的腐蚀性。

4. 其他资料

（1）邻近工程设施及其与拟建工程之间的关系；

（2）施工排水、排污条件，对振动、噪声和扬尘等条件的限制；

（3）岩土工程勘察、设计、施工的相关法规、规范要求，特别是工程建设项目地方经验，当地的地方建筑法规、标准、规范、定额等资料；

（4）工程建设的计划进度，有关单位的分工和配合；

（5）当地的施工能力、材料及劳务价格等。

二、岩土工程设计基本技术要求

1. 基本要求

岩土工程设计应以技术先进、投资合理、工期最优为原则，同时在设计使用年限内运行安全，并满足所有预定功能，即包括预定功能要求、安全性和耐久性要求、投资和工期要求三个方面功能。

2. 设计应考虑的因素

岩土工程设计时应考虑的因素包括设计使用年限内预定的功能、工程建设场地条件、岩土性质及其变

异性、工程结构特点、施工环境，相邻工程的影响、施工技术条件，设计实施的可行性、投资及工期。

3. 合理选用岩土参数

岩土参数在划分工程地质单元的基础上，应进行统计分析，计算并确定各项岩土参数的平均值、标准值、变异系数，确定其标准值和设计值。在选定测试方法时，应注意其适用性。

4. 定性分析与定量分析相结合

岩土工程设计采用定性分析和定量分析，应在详细分析相关资料的基础上，运用成熟的理论和类似工程的经验进行论证，并提出多个岩土工程设计方案进行比较。

（1）定性分析是岩土工程分析的首要步骤，是定量分析的基础。

（2）定量分析可采用解析法、图解法或数值法，应有足够的安全储备和裕度，以保证工程的可靠性。

第二节 岩土工程设计特点

一、对自然条件的依赖性

岩土工程设计与自然界的关系极为密切，所涉及的岩土材料及其所具有的结构构造都是长期地质作用的产物，经历了漫长而复杂的地质演化过程。

相对于电力工程建设项目使用期限，有些地质作用可以不考虑，比如地壳升降、褶皱运动等。有些地质作用必须考虑，如地震活动引起的地基土液化、震陷、塌陷、边坡失稳、永久地面变形及其诱发的各种地质灾害。

风化作用一般是比较缓慢的，但有的岩石，如砂岩、泥岩的风化发展很快，会危害工程的安全。滑坡和泥石流等都是不良地质作用导致的地质灾害，其地质演化过程对工程的影响不可忽视。

岩土工程设计时，应全面考虑电力工程建设场地气象、水文、工程地质、水文地质和地震条件及其动态变化，包括可能发生的自然地质灾害及由于兴建工程改变自然环境引起的次生地质灾害，必须特别重视设计研究，做好岩土工程勘察工作。

迄今岩土工程设计还是一门不严谨、不完善、不成熟的技术，存在很多不确定因素，设计不当会存在相当大的风险或隐患。

二、岩土性质的不确定性

岩土工程设计中，混凝土和钢材的性质相对均匀，变异性小，材料的性能相对可控。岩土材料则不同，岩土体的参数是随机变量，变异性大，即使是同一种岩土体，其性能指标也随位置的不同而变化。

岩土体的测试可分为室内土工试验、原位测试和原体试验等，还有各种模型试验，不同的测试方法会得到不同的测试值，差异往往相当大，相互间仅有相关关系而无确定的关系。故在进行岩土工程设计时，应注意计算模式、计算参数和安全度的配套，不仅要掌握岩土参数及其概率分布，而且要了解测试的方法及测试条件与工程原型条件之间的差别。

三、计算模式的不确切性

岩土工程发展到现在，理论和计算确实有了长足的技术进步，包括各种岩土本构模型，各种解析法和数值法，相应地有很多专业计算软件，但用到工程上则不一定能得到满意的结果。除了参数的不确定性外，计算模式的不确切性也是重要问题。

岩土工程设计中，结构截面计算是可信的。但是，由于钻探、取样、试验、取值计算等环节的误差积累，用室内土工试验取得的岩土工程参数进行计算，其结果与工程实测有时差别很大。为了弥补这方面的误差，岩土工程设计常常采用经验系数修正，例如沉降计算经验修正系数等。

实际经验表明，利用静力触探试验、标准贯入试验、波速测试等原位测试成果与土的力学参数、地基承载力等建立经验关系，有时比用室内试验指标求解析解的效果更好。因此，采用回归分析建立经验公式的方法在岩土工程勘察设计中被广泛应用。但经验系数和经验公式的局限性是客观存在和有条件的，如果设计不注意这一点，到处套用，显然是不正确的。

四、注重建设工程地方经验

由于岩土性质的复杂多变，以及岩土与结构物相互作用的复杂性，岩土工程设计不得不做大量简化，单纯的理论计算常常不可靠，以致预测和实际之间有时相差甚远。

鉴于岩土工程设计计算的不完善，工程经验特别是地方经验，在岩土工程设计中应予高度重视。“理论导向，实测定量，经验判断”是对岩土工程设计特点的高度概括。

五、原位测试、原体试验、原型观测的特殊地位

目前，取样进行室内土工试验仍然是岩土试验的重要手段。但由于小块试样的代表性较差，取试样、运输、保存、试验过程中的扰动，甚至某些岩土根本无法取原状试样，这些问题突显出室内土工试验的局限性，故原位测试在岩土工程勘察中被广泛应用。但是，原位测试一般因应力、应变条件较复杂，影响因素多，和实际工程条件差异大等原因，难以进行理论

分析。有些原位测试项目根本不能直接得出岩土工程设计参数，甚至和设计参数没有物理概念上的联系，成果的应用带有很强的经验性、地区性和局限性。

为了避免尺寸效应的影响，重要的电力工程建设项目一般要做原体试验，包括足尺的平板载荷试验、桩基础载荷试验、架空输电线路工程锚杆抗拔试验等。原体试验有一定的代表性，原体试验成果经综合分析后，确定的岩土参数可以作为岩土工程设计的可靠依据。

由于岩土工程设计参数和计算方法的不精确性，故实测定量或实测验证工作成为岩土工程设计的一个重要环节，对于检验岩土工程设计的合理性及监测施工的质量和安全，有特殊重要的实际工程意义。

第三节 岩土工程设计方法

岩土工程设计必须保证电力建设工程项目的适用性、安全性、耐久性、经济性和可持续发展的要求，其中安全性是岩土工程设计中最重要的因素。

目前电力工程建设项目建（构）筑物结构设计已采用概率极限状态设计法（即可靠度设计方法），用分项系数表达，相当于可靠度设计中的水准Ⅱ。

岩土工程设计由于固有的复杂性和不确定性，岩土的特殊性质及不可控制性，加上涉及行业领域广泛，各行业领域的工程特点不同，使得岩土工程设计中概率极限状态设计法、容许应力法、单一安全系数法、工程类比法等并存。随着对岩土工程设计认识的深入，近几年又提出了岩土工程概念设计、动态设计等新的设计理念。

一、可靠性和可靠度

1. 可靠性

进行岩土工程设计时，在规定的使用期内应力求在安全性、适用性与经济之间达到合理的平衡。工程结构在规定的使用期内、在规定的条件下，安全性、适用性和耐久性总称为工程结构的可靠性。

2. 可靠度与失效概率

可靠度是对可靠性的定量表达，俗称安全度。工程结构在规定的时间内和条件下，完成预定功能的概率称为工程结构的可靠度，用 P_r 表示。

若在规定的时间内和条件下，不能完成预定功能，则相应的概率称为工程结构的失效概率，用 P_f 表示。

按照定义，$P_r+P_f=1$ 或 $P_f=1-P_r$。

可靠度设计是以概率理论为基础的极限状态设计方法。为了确保工程安全，工程中的抗力对于荷载（或作用）必须有一定的安全裕度，可靠度的表达方法有概率极限状态法、容许应力法和单一安全系数法。

3. 概率极限状态法

将设计变量作为随机变量，对作用力、抗力、可靠度进行概率分析，按失效概率量度设计的可靠性，将安全储备建立在概率分析的基础上。

国际上通常将可靠度设计划分为三个水准，即水准Ⅰ（半概率设计法）、水准Ⅱ（近似概率设计法）和水准Ⅲ（全概率设计法）。

4. 容许应力设计法

在正常使用条件下，比较荷载作用力和岩土抗力，要求岩土抗力（或强度）有一定安全储备，变形满足正常使用要求。抗力和荷载的取值都是定值，建立在经验的基础上。可靠度的取值已经隐含在其中，在信息不充分，依赖经验的情况下，容许应力法有效而实用。容许应力法常用的表达式见式（13-1）。

$$\sigma \leqslant [\sigma] \tag{13-1}$$

式中 σ——荷载作用力；

$[\sigma]$——容许应力。

5. 单一安全系数法

单一安全系数法又称总安全系数法，将设计变量作为非随机变量，一般用安全系数表达，即在岩土抗力（或强度）上根据经验打一折扣，作为安全储备，见式（13-2）。

$$K=\frac{R}{S}\geqslant [K] \tag{13-2}$$

式中 K——安全系数；

R——岩土抗力（或强度）；

S——荷载作用力；

$[K]$——目标安全系数。

6. 岩土工程设计可靠度的特点

与结构工程相比，岩土工程设计最突出的特点是其不确定性，主要表现在如下几个方面：

（1）岩土体结构的不确定性；

（2）岩土体材料性能的不确定性；

（3）地质作用与地质演化的复杂性；

（4）裂隙水与孔隙水压力的多变性；

（5）计算条件的模糊性；

（6）计算模式的不确定性。

7. 岩土工程设计荷载类型和荷载组合的特点

（1）荷载类型。岩土工程设计中荷载有静态的和动态的，有固定的和自由的，可分为永久荷载、可变荷载、偶然荷载。岩土工程中常见和荷载种类包括：①建（构）筑物上部结构传下来的荷载；②岩土体的自重；③土压力；④水压力；⑤地震作用力；⑥其他作用力等。

（2）荷载组合。按照概率统计和可靠度理论把各种荷载效应按一定规律加以组合，就是荷载效应组合。不同的岩土工程设计项目，对荷载效应组合有不同的

规定，应遵循相应规范要求。这些荷载组合包括：①基本组合；②偶然组合；③标准组合；④频遇组合；⑤准永久组合等。

二、概念设计

岩土工程设计应重视概念设计。概念设计指在充分了解功能要求和掌握必要资料的基础上，通过设计条件的概化，进行定性分析，以定性分析为主，然后再进行定量分析的设计方法。

根据岩土工程设计方案的适宜性、有效性、可操作性、可控制性、经济性、负面影响等，首先从概念上选定一种或几种切实可行的设计方案，进行定性的分析，然后进行必要的计算和验算，确定出最优的设计方案，再经过施工检验和监测的信息反馈，逐步完善设计。概念设计不仅在设计初始阶段是必要的，即使到了后期施工图设计阶段，仍应该放在重要的位置上，贯彻设计的始终。

岩土工程概念设计目前尚无统一的认识。狭义的概念设计指框架设计；广义的概念设计，是指设计思想、设计主导理念。

将复杂的客观地质条件，准确地概化为便于分析的地质模型，是岩土工程概念设计的重要步骤。最简单的地质模型，是一张带有各层岩土特性指标和地下水位的综合柱状图或综合地质剖面图。如果地质条件差别较大，则应分区建立地质模型。岩体内存在极为复杂多变的破裂面，要具体描述这些破裂面的分布和性状是不可能的，于是有了结构面的产状和分类、结构体的分类、岩体完整性分类、岩体基本质量分级、各种围岩分级等，都是某种概化的地质模型。

岩土工程概念设计的基本原则包括如下方面：

1. 从场地和工程的实际出发

岩土工程概念设计要讲究针对性，针对性就是从实际出发，实事求是。岩土工程设计时，有两个事实要认识，一是场地地质条件，另一个是岩土工程设计要求。

场地地质条件是一个客观存在，岩土工程师不能直接观察，只能通过岩土工程勘察才能了解场地地质条件。岩土工程师依据所掌握的理论知识和工程经验，推测建设工程整个场地的地质条件，经过计算、统计、分析，提供岩土工程设计的岩土体参数。

岩土工程的设计要求一般由岩土工程师或结构工程师提出，有的也由建设单位提出。地基基础设计必须满足上部结构的安全和正常使用，上部结构形式多种多样，有框架结构、排架结构、砌体结构、筒结构、钢结构等，荷载分布、刚度分布各具特点，上部结构对地基基础变形的适应性也各不相同。岩土工程师应充分掌握上部结构的特点和具体数据，才能使岩土工程设计达到既定目标。

2. 抓住关键，突出难点和重点

概念设计就是抓难点、重点，抓关键。关键问题、难点和重点问题解决了，工程安全的问题一般也就基本上解决了。比如各种特殊性土，每种土都有自己的特殊性。

3. 坚持设计理性，避免盲目

理性设计是概念设计的核心。概念是一种理性认识，理性就不要盲目。盲目性有两种表现，一种是盲目相信计算，设计时只知道规范要求和计算结果，至于规范规定的背景如何，计算软件采用的是什么模型，计算结果与实际的符合程度，都不清楚。另一种是盲目相信经验，照搬其他工程的做法，把局部经验误认为真理，不考虑工程之间的条件差异，以致犯概念性、原则性错误。

概念设计要求岩土工程师对设计原理有深刻的理解，同时有丰富的工程经验，从框架设计到细部设计，既符合科学原理，又清楚计算模式、计算参数、计算结果与工程实际的差别，这就是理性设计。

4. 注重综合判断和现场试验

岩土工程概念设计需要工程经验，而有时单纯的计算并不可靠。因此“不求计算精确，只求判断正确”，已成为岩土工程界的共识。判断要有正确的理论导向、丰富的实际经验，即综合判断的能力。

岩土工程师应善于将自己分散的、局部的工程经验与理性概念结合。岩土工程师的能力主要在于综合判断的能力。判断是否正确，岩土工程师的理论基础和工程经验是决定性的。这些能力主要包括以下判断内容：

（1）设计基础资料完整性和可靠性的判断；

（2）设计重点问题和关键问题的判断；

（3）设计方案适用性、有效性和经济性的判断；

（4）计算参数、计算方法和计算软件合理性的判断；

（5）计算与实际偏差的判断；

（6）工程实施过程中可能发生问题的判断。

5. 统筹兼顾，协调配合，注意总体效果

一项岩土工程设计可能涉及诸多方面，地基基础设计可能涉及地基处理、防水抗浮、基础设计、结构措施、建筑措施等。基坑工程可能涉及支护设计、地下水控制、周边工程保护、既有建筑加固等。滑坡治理可能涉及支挡、锚固、地表排水、地下排水、护面、绿化等。各子项之间、地上地下之间、前后工序之间、都要统筹兼顾、协调配合，注意总体效果。

岩土工程设计的协调配合，最常见的问题是岩土与结构之间，或者说工程与地质之间的协调配合。岩土和结构是一对矛盾的两个方面、相互作用、相互影

响，而处于同一个统一体中，这个问题处理得好不好、常常是衡量岩土工程设计水平的重要标志。近年来，岩土工程设计非常重视地基基础和上部结构的协同作用，在桩基础设计方面提出了变刚度调平设计，在支挡方面注意了支挡或锚固刚度与岩土压力之间的相互影响，在软土基坑设计提出了“小步开挖、及时支撑”的时空效应概念等，都是考虑了岩土与结构之间的位移协调和应力重分布，以求取得最佳设计效果。

岩土工程施工有时需大量挖方填方，造成地形、地质和水文地质条件的改变、有时甚至营造巨大的人工地质体（如围海造陆、废弃物填埋等），进而改善生态环境，岩土工程师在考虑总体效果时应精心预测和评估。

6. 设置多道防线，确保工程安全

为了确保工程安全，岩土工程设计需要设置多道安全防线，全过程层层把关，包括岩土工程设计基础资料，特别是岩土工程勘察报告的审核、审查和质量控制，设计软件和计算成果的校核，设计安全度的掌握，设计决策的论证，施工质量的控制和检验，施工和使用期间的监测、维修和保养，各种应急预案的启动等。

三、动态设计

动态设计是指施工图设计完成后，在施工或试验过程中，实时掌握施工过程中获得的地质条件、施工和监测反馈信息的情况下，对原设计进行不间断的校核、优化和完善的方法。动态设计又称信息化设计，是近年来岩土工程设计提倡的设计理念。

岩土工程勘察中岩土参数难以准确确定，设计理论和方法带有很大经验性和类比性，根据施工中反馈的信息和监测资料完善设计，是一种实事求是，准确安全的设计方法，特别适用于岩土工程施工阶段，是施工图设计的延伸。动态设计必须以完整的施工图设计为基础。

岩土工程设计计算结果不可能精确，岩土计算参数也不易准确选定。因此，岩土工程设计常常不能一步到位，需要与信息化施工配合，进行动态设计。这个设计原则已在边坡设计、地基基础设计、深基坑设计、贮灰场堤坝设计及地下工程设计中广泛应用，也是岩土工程设计的重要组成。

动态设计的基本方法是根据已经掌握的参数估计一个预测目标，施工过程中利用现场观测数据反演设计参数，再用反演所得的参数正演目标，如此反复，一次比一次更趋于合理正确。在这个过程中，还可通过施工勘察核查地质条件，调整设计方案和施工程序，保证工程安全和经济。

在岩溶发育地区，由于受客观条件所限，无论采用哪种综合勘察手段，都很难对溶（土）洞等隐伏岩溶的分布范围、发育规模以及稳定性作出准确、定量的分析评价，通常需要在施工阶段进行施工勘察，根据施工勘察结果调整设计。

对于挖方区的勘察通常分为两个阶段。第一阶段，进行土石料性质和土石比的勘察，在施工阶段经常会发现实际挖方区的土石比与勘察资料提供的土石比有一定的出入，由于土石比的变化对地坪设计标高和土石方的调配影响很大，需要根据实际的土石比进行相应的土石方填筑设计调整。第二阶段，在场地平整后，进行地基土的补充勘察，根据勘察结果进行挖方区的地基处理设计。

四、反分析

反分析是指在反映岩土力学性质和现场勘察物理信息量的基础上，通过相应的反演模型，来推算出岩土某些数据的初始数据和参数的方法。实际上反分析是对传统岩土力学试验方法的突破和补充完善。

1. 反分析的目的和意义

反分析一般以工程原型为基础，以对工程原型观测（或原体试验）为手段，反求岩土体参数的一种技术方法，其目的和意义如下：

（1）和室内试验、原位测试一起，构成求取岩土参数的三种主要手段；

（2）通过反分析，查验设计的合理性；

（3）通过反分析，查明工程事故的技术原因；

（4）结合室内试验和原位测试，对岩土力学问题进行科学分析研究。

2. 反分析步骤

（1）检查和整编观测数据；

（2）建立数学模型，进行计算分析；

（3）将计算结果和设计时采用的参数进行比较，分析两者之间的差异及原因。

3. 反分析注意事项

（1）反分析应具备详细的岩土工程勘察资料，包括地层条件和地下水的埋藏条件，岩土性质指标及其在施工过程中的变化；

（2）反分析应尽量使用岩土体初始状态和应力历史的数据；

（3）施工和使用过程中的观测数据是反分析的依据，应系统、全面、可靠，精度符合要求；

（4）合理确定边界条件和排水条件，合理选择计算模型；

（5）在进行量纲分析、理论解析、统计分析时，应注意反分析工程与设计工程之间在尺寸上的差异；

（6）一般说，只有当原型观测（或原体试验）的数据直接反映了岩土体某一点的状态（应力、应变、

孔压）时，其结果才能与室内土工试验或原位测试数据直接比较，而那些对整体反应的观测数据（沉降、基坑回弹等），只有经过分析后，才能与其他方法测试的结果进行比较；

（7）在反分析中需进行数据统计时，一般只能在内插范围内选取参数，只有在确有把握的情况下，才采用外延方法；

（8）反分析是一种带有研究性的工作，除了以实际观测资料为依据外，还有一定的假设条件，因此，反分析虽是一种技术论证的手段，但一般不应作为涉及责任问题的证据。

4. 反分析应用

反分析可分为非破坏性（无损的）反分析及破坏性反分析，它们的应用见表 13-1 及表 13-2。

表 13-1　　非破坏性反分析的应用

工程类型	实测参数	反演参数
建筑工程	沉降观测，基坑回弹观测	岩土变形参数
动力机器基础	稳态或非稳态动力反应，包括位移、速度、加速度	岩土动刚度、动阻尼
挡土结构	水平及垂直位移、倾斜、岩土压力、结构应力	岩土抗剪强度
公路	路基及路面变形	路基路堤土的变形模量，加州承载比
降水工程	涌水量及水位降深	渗透系数

表 13-2　　破坏性反分析的应用

场地类型	实测参数	反演参数
各类场地	地基失稳滑移后的几何参数	岩土强度
滑坡	滑坡体的几何参数，滑动前后观测数据	滑床岩土强度
液化	地震前后土的密度、强度、水位、上覆压力、标高变化等	液化临界值
膨胀性土，湿陷性土	土的含水量和变形，建（构）筑物变形的动态观测数据	膨胀压力，活动带范围，湿陷性指标

为了提高反分析的可信度，应注意以下几点：

（1）反分析之前，应进行详细的场地岩土工程勘察工作，了解岩土和地下水条件，以及它们在施工过程中的变化；

（2）了解工程实体或足尺结构物在施工和运营过程中实际外加荷载的大小、加荷方式和作用时间；

（3）通过测试和分析，确定岩土的初始状态变量，如岩土的初始应力状态、应力历史等；

（4）合理确定岩土体的本构关系或地质模型以及计算方法；

（5）恰当假定分析过程中的排水条件和边界条件；

（6）恰当确定反分析中所需的岩土体辅助参数，如土的重度、孔隙比、含水率等；

（7）原型观测（或原体试验）的项目、手段、方法和要求应有针对性。

第十四章

天 然 地 基

地基是指建（构）筑物下面支承基础的土体或岩体。地基有天然地基和人工地基两类。

天然地基为不需要对地基进行处理就可以直接放置基础的天然岩土层。分为岩石、碎石土、砂土、黏性土四大类。当岩土层的地质状况较好，地基承载力较高变形满足要求时可以采用天然地基，采用天然地基一般可节约建设工程造价。

人工地基是经过人工处理或改良的地基。在地质状况不佳的条件下，如坡地、软弱土地层，或虽然岩土层质地较好，但上部荷载过大时，为使地基具有足够的承载能力和抵挡变形的能力，则需要采用人工加固地基，即采用人工地基。

在进行地基设计时，要求地基在荷载作用下不能产生破坏；组成地基的土层因膨胀收缩、压缩、冻胀、湿陷等原因产生的变形不能过大。地基设计一般要考虑以下三个方面：

（1）基础底面的单位面积压力小于地基的承载力特征值。

（2）建（构）筑物的沉降值小于容许变形值。

（3）地基无滑动破坏的危险。

由于建（构）筑物的大小不同，对地基的强弱程度的要求也不同，地基设计必须从实际情况出发考虑以上三个方面的要求。有时只需考虑其中的一个方面，有时则需考虑其中的两个或三个方面。

天然地基因其经济、高效、环保，在地基设计应优先考虑。目前，对电力工程建设项目建（构）筑物天然地基的应用，主要还是考虑均匀地基。实际上，对于目前使用较广的板（箱）式基础，要降低建筑材料耗费就要减少截面高度和钢筋用量，这取决于控制截面（一般在柱或剪力墙边缘处）的剪力和弯矩，并最终决定于基底反力的大小与分布。因此，通过简单、有效的措施，改变建（构）筑物基底反力的大小与分布，从而改善地基和基础的工作性状，就变得非常有意义。

第一节 基 本 要 求

一、地基基础设计等级

1. 大中型火力发电厂建（构）筑物

根据现行国标 GB 50660《大中型火力发电厂设计规范》，按地基复杂程度、建（构）筑物规模和功能特征以及由于地基问题可能造成建（构）筑物破坏或影响正常使用的程度，火力发电厂建（构）筑物地基基础设计可分为三个设计等级。大中型火力发电厂建（构）筑物地基基础设计等级见表 14-1。

表 14-1 大中型火力发电厂建（构）筑物地基基础设计等级

地基基础设计等级	发电厂建（构）筑物名称
甲级	主厂房（包括汽轮机发电机基础、锅炉架构基础）、主（集）控楼、网络控制楼、通信楼、220kV及以上的屋内装置楼、高度大于或等于 100m 的烟囱、淋水面积大于或等于 $10000m^2$ 的自然通风冷却塔、岸边水泵房（软弱地基）、空冷凝汽器支撑结构、封闭式圆形煤场、贮煤筒仓、跨度大于 30m 的干煤棚及其他厂房建筑、场地及地质条件复杂的建（构）筑物、高边坡等
乙级	除甲级、丙级以外的其他生产建筑、辅助及附属建（构）筑物
丙级	机炉检修间、材料库、机车库、汽车库、材料棚库、推煤机库、警卫传达室、灰场管理站、围墙、自行车棚及临时建筑

2. 变电站建（构）筑物

现行的电力行业标准 DL/T 5457《变电站建筑结构设计规程》中对地基基础设计等级没有明确给出地基基础设计等级分类，参考现行国标 GB 50660《大中型火力发电厂设计规范》和现行国标 GB 50007《建筑地基基础设计规范》，按地基复杂程度、建（构）筑物规模和功能特征以及由于地基问题可

能造成建（构）筑物破坏或影响正常使用的程度，变电站建（构）筑物地基基础设计可分为三个设计等级。变电站建（构）筑物地基基础设计等级可参见表 14-2。

表 14-2 变电站建（构）筑物地基基础设计等级

地基基础设计等级	变电站建（构）筑物名称
甲级	330kV 及以上的变电站和 220kV 及以下枢纽变电站的主控通信楼、配电装置楼、继电器室；330kV 及以上的换流站中的主控通信楼、阀厅和继电器室；对地基变形有特殊要求的设备和构架、支架；场地及地质条件复杂的建（构）筑物、高边坡等
乙级	除甲级、丙级以外的其他生产建筑、辅助及附属建（构）筑物
丙级	材料棚库、警卫传达室、围墙、自行车棚及临时建筑

二、地基基础设计基本原则

根据电力工程建设项目建（构）筑物地基基础设计等级，地基基础计算与设计应遵循以下原则：

（1）所有建（构）筑物的地基计算均应满足承载力计算的有关规定。

（2）设计等级为甲级、乙级的建（构）筑物，均应进行地基变形设计。

（3）建造在斜坡上建（构）筑物和软土地基上的大面积堆载场地，除满足地基承载力和地基变形要求外，尚应验算地基的稳定性。

（4）对承受水平荷载作用的高耸结构物和挡土墙，以及建造在斜坡上或边坡附近的建（构）筑物等，应验算其地基稳定性。

（5）建（构）筑物地下室或地下构筑物存在浮力作用问题时，尚应进行抗浮验算。

所有建（构）筑物的地基承载力首先要满足强度要求、稳定性不存在问题、地基变形控制在允许值范围以内。控制地基变形是地基基础设计的主要原则，在满足承载力计算的前提下，应按控制地基变形的正常使用极限状态进行设计。

三、基础埋置深度

建（构）筑物基础的埋置深度，应根据下列条件综合确定：

（1）建（构）筑物的用途，有无地下室、设备基础和地下设施，基础型式和构造；

（2）作用在地基上的荷载大小和性质；

（3）建设场地工程地质和水文地质条件；

（4）相邻建（构）筑物的基础埋深；

（5）地基土湿陷、膨胀、冻胀和融陷的影响。

在满足地基稳定和变形要求的前提下，当上层地基土的承载力大于下层地基土时，宜考虑利用上层地基土作为持力层的可行性。除岩石地基外，电力工程建（构）筑物基础埋深不宜小于 1.0m。

基础宜埋置在地下水位以上。当必须埋置在地下水位以下时，应采取地基土施工不受扰动的措施。当持力层下埋藏有承压含水层时，应考虑承压水的作用，需要进行抗渗稳定性验算。基坑开挖应避免扰动基底土，以及坑底土被承压水冲破，引起突涌或流砂现象。

当基础埋置在易风化的岩层上，施工时应在基坑开挖后立即铺筑施工垫层，避免岩石表层暴露后风化软化。

当存在相邻建（构）筑物时，新建建（构）筑物的基础埋深不宜大于已有建（构）筑物基础。当埋深大于已有建（构）筑物基础时，两基础应保持一定的净距，其数值由建（构）筑物荷载大小、基础型式和地基土质情况综合确定。当上述要求不能满足时，应分段施工，并进行必要的支护加固。

确定建（构）筑物基础埋深时还应考虑地基的湿陷性、膨胀性、冻胀性和融陷性。

四、建（构）筑物可不进行地基变形计算的条件

电力工程建（构）筑物地基基础设计等级为丙级的建（构）筑物，当满足下列条件之一时，可不进行地基变形验算：

（1）当地质条件和建（构）筑物类型满足表 14-3 规定的范围时；

表 14-3 可不作地基变形计算的设计等级为丙级的建（构）筑物范围

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak}（kPa）			60≤ f_{ak}<80	80≤ f_{ak}<100	100≤ f_{ak}<130	130≤ f_{ak}<160	160≤ f_{ak}<200	200≤ f_{ak}<300
建筑类型	各土层坡度（%）			≤5	≤5	≤10	≤10	≤10	≤10
	砌体承重结构、框架结构（层数）			≤5	≤5	≤5	≤6	≤6	≤7
	单层排架结构（6m 柱距）	单跨	吊车额定起重量（t）	5～10	10～15	15～20	20～30	30～50	50～100

续表

地基主要受力层情况	地基承载力特征值 f_{ak}（kPa）			$60\leqslant f_{ak}<80$	$80\leqslant f_{ak}<100$	$100\leqslant f_{ak}<130$	$130\leqslant f_{ak}<160$	$160\leqslant f_{ak}<200$	$200\leqslant f_{ak}<300$
建筑类型	单层排架结构（6m 柱距）	单跨	厂房跨度（m）	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
		多跨	吊车额定起重量（t）	3～5	5～10	10～15	15～20	20～30	30～75
			厂房跨度（m）	≤12	≤18	≤24	≤30	≤30	≤30
	烟囱		高度	≤30	≤40	≤50	≤75		≤100
	水塔		高度	≤15	≤20	≤30	≤30		≤30
			容积	≤50	50～100	100～200	200～300	300～500	500～1000

注　地基主要受力层系指条形基础底面下深度为 $3b$（b 为基础底面宽度），独立基础下为 $1.5b$，且厚度均不小于 5m 的范围。

（2）当有地区成熟经验或者类似工程的经验可供借鉴时；

（3）对变形无严格要求时。

五、火力发电厂天然地基条件

对于火力发电厂主要建（构）筑物，当地基均匀且在压缩层范围内无软弱下卧层，单机机组容量和地基持力层的承载力特征值 f_{ak} 满足表 14-4 时，可以考虑选择天然地基方案的可行性。

表 14-4　火力发电厂主要建（构）筑物对地基持力层承载力特征值的要求

单机机组容量（MW）	地基土主要持力层承载力特征值 f_{ak}（kPa）
50～150	≥180
200～300	≥220
600～1000	≥280

六、变电站天然地基条件

对于变电站中主控通信楼、主变压器（高抗）、构架以及换流站中的阀厅等主要建（构）筑物，当地基均匀且在压缩层范围内无软弱下卧层，变电站电压等级和地基持力层的承载力特征值 f_{ak} 满足表 14-5 时，可以考虑选择天然地基方案的可行性。

表 14-5　变电站对地基持力层承载力特征值的要求

电压等级（kV）	地基土主要持力层承载力特征值 f_{ak}（kPa）
220 及以下	≥130
330、500、±660	≥150
750、±800、1000	≥200

第二节　天然地基承载力

一、影响天然地基承载力的因素

建（构）筑物地基承载力不仅决定于地基土的性质，还受到以下因素的影响：

（1）基础形状的影响。在用极限荷载理论公式计算地基承载力时是按条形基础考虑的，对于非条形基础应考虑基础形状不同对地基承载力的影响。

（2）荷载倾斜与偏心的影响。在用理论公式计算地基承载力时，均是按中心受荷考虑的。但荷载的倾斜和偏心对地基承载力是有影响的，当基础上的荷载倾斜，或者倾斜和偏心二种情况同时出现时，基础可能由于水平分力超过基础底面的剪切阻力。

（3）覆盖层抗剪强度的影响。基底以上覆盖层抗剪强度越高，地基承载力显然越高，因而基坑开挖的大小和施工回填质量的好坏对地基承载力有影响。

（4）大气蒸发与降水的影响。湿陷性黄土、膨胀土、红黏土和易风化的砂岩、泥岩与页岩，对于大气蒸发、降水是很敏感的。因而基底土保护的好坏对地基土承载力有影响。

（5）环境温度的影响。冻土对环境温度变化是很敏感的，因而基底土环境温度的控制好坏对地基土承载力有影响。

（6）地下水位的影响。地下水位上升会降低地基的承载力，下降会增大地基的承载力。

（7）下卧层的影响。确定地基持力层的承载力设计值应对下卧层的影响作具体的分析和验算。

（8）基底倾斜和地面倾斜的影响。基底倾斜和地面倾斜会影响地基的稳定和地基承载力。

（9）地基压缩性和试验底板与实际基础尺寸比例的影响。由于载荷试验承压板尺寸相对建（构）筑物基础小，因而由于尺寸效应影响地基承载力。

（10）相邻基础的影响。建（构）筑物基础与相邻建（构）筑物基础的距离和埋深均影响地基承载力。

（11）加荷速率的影响。建（构）筑物荷载施加的快慢影响地基承载力。

（12）地基与上部结构共同作用的影响。建（构）筑物上部结构的刚度影响地基承载力。

二、确定地基承载力的基本方法

天然地基承载力特征值可由载荷试验或其他原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定。

具体确定时，应结合当地建筑经验按下列方法综合考虑：

（1）对甲级建（构）筑物应采用载荷试验、理论公式计算及原位试验方法综合确定。

（2）对乙级建（构）筑物可按当地有关规范和地区经验或原位试验确定，有些乙级建（构）筑物尚应结合理论公式计算确定。

（3）对丙级建（构）筑物可根据原位测试、土工试验，结合邻近建（构）筑物的经验确定。

三、地基承载力特征值修正

当建（构）筑物基础宽度大于 3m 或埋置深度大于 0.5m 时，从载荷试验或其他原位测试、经验值等方法确定的天然地基承载力特征值，依据 GB 50007《建筑地基基础设计规范》，可按式（14-1）修正：

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \quad (14\text{-}1)$$

式中 f_a——修正后地基承载力特征值，kPa；

f_{ak}——由载荷试验或其他原位测试、公式计算，并结合工程实践经验等方法综合确定的未经修正的地基承载力特征值，kPa；

η_b、η_d——基础宽度和埋深的地基承载力修正系数，应按表 14-6 确定；

γ——基础底面以下土的重度，地下水位以下取有效重度，kN/m³；

b——基础底面宽度，m，当基宽小于 3m 按 3m 取值，大于 6m 按 6m 取值；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，地下水位以下取有效重度，kN/m³；

d——基础埋置深度，m，一般自室外地面标高算起。在填方整平地区，可自填土地面标高算起，但填土在上部结构施工后完成时，应从天然地面标高算起。对于地下室，如采用箱形或筏基时，基础埋置深度自室外地面标高算起；当采用独立基础或条形基础时，应从室内地面标高算起。

表 14-6 地基承载力修正系数

土的类别		η_b	η_d
淤泥和淤泥质土		0	1.0
未经处理的人工填土 e 或 I_L 大于或等于 0.85 的黏性土		0	1.0
红黏土	含水比 $\alpha_w > 0.8$	0	1.2
	含水比 $\alpha_w \leqslant 0.8$	0.15	1.4
大面积压实填土	压实系数大于 0.95、黏粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$的粉土	0	1.5
	最大干密度大于 2.1t/m³ 的级配砂石	0	2.0
粉土	黏粒含量 $\rho_c \geqslant 10\%$的粉土	0.3	1.5
	黏粒含量 $\rho_c < 10\%$的粉土	0.5	2.0
e 或 I_L 均小于 0.85 的黏性土		0.3	1.6
粉砂、细砂（不包括很湿与饱和时的稍密状态）		2.0	3.0
中砂、粗砂、砾砂和碎石土		3.0	4.4

修正地基承载力特征值应注意以下内容：

（1）强风化和全风化的岩石的地基承载力修正系数，可参照所风化成的相应土类取值，其他状态下的岩石不作修正；

（2）地基承载力特征值按有关规范用深层平板载荷试验确定时 η_d 取 0；

（3）红黏土含水比是指土的天然含水量与液限的比值；

（4）大面积压实填土是指填土范围大于两倍基础宽度的填土。

四、基础底面的压力

1. 建（构）筑物基础底面压力要求

（1） 当轴心荷载作用时，建（构）筑物基础底面压力应符合式（14-2）要求：

$$p_k \leqslant f_a \quad (14\text{-}2)$$

式中 p_k——相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力值，kPa；

f_a——修正后的地基承载力特征值，kPa。

（2）当偏心荷载作用时，其相当于作用的标准组合时，基础底面边缘的最大压力值 p_{kmax} 尚应不大于 $1.2f_a$。

2. 不同状态基础底面的压力

（1）当轴心荷载作用时，基础底面的压力可按式（14-3）确定：

$$p_k = \frac{F_k + G_k}{A} \quad (14\text{-}3)$$

式中 F_k——相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶部的竖向力值，kN；

G_k——基础自重和基础上的土重，kN；

A——基础底面面积，m^2。

（2）当偏心荷载作用时，基础底面的压力可按式（14-4）、式（14-5）确定：

$$p_{k\max}=\frac{F_k+G_k}{A}+\frac{M_k}{W} \tag{14-4}$$

$$p_{k\min}=\frac{F_k+G_k}{A}-\frac{M_k}{W} \tag{14-5}$$

式中　M_k——相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值，kN·m；

W——基础底面的抵抗矩，m^3；

$p_{k\min}$——相当于作用的标准组合时，基础底面边缘的最小压力值，kN。

五、软弱下卧层承载力验算

当地基受力层范围内有软弱下卧层时，尚应验算下卧层的地基承载力，可按式（14-6）计算：

$$p_z+p_{cz}\leqslant f_{az} \tag{14-6}$$

式中　p_z——相当于作用的标准组合时，软弱下卧层顶面处的附加压力值，kPa；

p_{cz}——软弱下卧层顶面处土的自重压力值，kPa；

f_{az}——软弱下卧层顶面处经深度修正后的地基承载力特征值，kPa。

对于条形基础，式（14-6）中 p_z 值可按式（14-7）简化计算：

$$p_z=\frac{b(p_k-p_c)}{b+2z\tan\theta} \tag{14-7}$$

对于矩形基础，式（14-6）中 p_z 值可按式（14-8）简化计算：

$$p_z=\frac{lb(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)} \tag{14-8}$$

式中　b——矩形基础或条形基础底边的宽度，m；

l——矩形基础底边的长度，m；

p_c——基础底面处土的自重压力值，kPa；

z——基础底面至软弱下卧层顶面的距离，m；

θ——地基压力扩散角，(°)，即地基压力扩散线与垂直线的夹角，可按表 14-7 采用。

表 14-7　　地基压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	z/b	
	0.25	0.50
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注　1. E_{s1} 为上层土压缩模量，E_{s2} 为下层土压缩模量。

2. $z/b<0.25$ 时 θ 取 0°，必要时，由试验确定；$z/b>0.5$ 时 θ 值不变。

3. z/b 在 0.25 与 0.50 之间时，可插值使用。

第三节　地基变形计算

一、地基变形特征

建（构）筑物地基变形特征可分为沉降量、沉降差、倾斜、局部倾斜、平均沉降和相对弯曲。

由于电力工程建（构）筑物荷载差异大、体型复杂和地基不均匀等因素引起的地基变形如下：

（1）对于砌体承重结构由局部倾斜控制；

（2）对于框架结构和单排架结构由相邻柱基的沉降差控制；

（3）对于多层或高层建（构）筑物和高耸结构物由倾斜值控制。

电力工程建设项目建（构）筑物一般建设和施工周期较长，在建设和施工期间完成的沉降情况见表 14-8。

表 14-8　　电力工程建（构）筑物在施工期间完成的沉降量

压缩层类型	施工期间完成的沉降量/最终沉降量
碎石土或砂土	＞80%
低压缩黏性土	50%～80%
中压缩黏性土	20%～50%
高压缩黏性土	5%～20%

对于一般欠压密填土，在自身重量和大气降水下渗的作用下自行压密的时间长短与填土的物质成分和颗粒组成有关。如块石、碎石类素填土一般需 1～3 年，砂土类素填土需要 2～5 年；而细粒土素填土需要 10～15 年。

对于压实填土地基的沉降变形大小主要由填土的底部地层在填土作用下的变形、填土自身的固结变形和上部荷载作用下的变形组成。一般而言，厚度 10m 以上的压实填土的主固结多在 0.5～1 年完成。工后沉降变形量与填土成分、厚度、压实方式关系密切，工后沉降变形量一般多为 10～40cm。

二、地基变形允许值

建（构）物采用天然地基时，建（构）筑物的地基变形计算值不应大于地基变形允许值，以保证建（构）物上部结构由于地基变形而引起的形变不出现妨碍正常使用的裂缝和破坏。

（1）对于火力发电厂，主厂房地基的变形允许值应符合表 14-9 的规定。其他建（构）筑物的变形允许值应符合国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规

范》的有关规定，见表 14-10。

表 14-9 火力发电厂主厂房地基的变形允许值

主厂房结构	沉降差		沉降量（mm）
	纵向	横向	天然地基
汽机房外侧柱	0.003l	—	200
汽机房外侧柱与框架	—	0.003l	—
主厂房框架	0.003l	0.002l	200
汽轮发电机基础	0.0015l		200
“π”形锅炉炉架基础	0.002l		200
空冷器支架	0.002l		200
汽轮发电机基础与框架	0.005l		—
锅炉基础与框架	0.005l		—

注 表中 l 为相邻柱基的中心距离或汽轮机基础的边长。

表 14-10 建（构）筑物的地基变形允许值

变形类型		地基土类别	
		中、低压缩性土	高压缩性土
砌体承重结构基础的局部倾斜		0.002	0.003
工业与民用建筑相邻柱基的沉降差	（1）框架结构	0.002l	0.003l
	（2）砌体墙填充的边排柱	0.0007l	0.001l
	（3）当基础不均匀沉降时不产生附加应力的结构	0.005l	0.005l
单层排架结构（柱距为 6m）柱基的沉降量（mm）		（120）	200
桥式吊车轨面的倾斜（按不调整轨道考虑）	纵向	0.004	
	横向	0.003	
多层和高层建筑的整体倾斜	$H_g \leqslant 24$	0.004	
	$24 < H_g \leqslant 60$	0.003	
	$60 < H_g \leqslant 100$	0.0025	
	$H_g > 100$	0.002	
体型简单的高层建筑基础的平均沉降量（mm）		200	
高耸结构基础的倾斜	$H_g \leqslant 20$	0.008	
	$20 < H_g \leqslant 50$	0.006	
	$50 < H_g \leqslant 100$	0.005	
	$100 < H_g \leqslant 150$	0.004	
	$150 < H_g \leqslant 200$	0.003	
	$200 < H_g \leqslant 250$	0.002	
高耸结构基础的沉降（mm）	$H_g \leqslant 100$	400	
	$100 < H_g \leqslant 200$	300	
	$200 < H_g \leqslant 250$	200	

注 1. 本表数值为建（构）筑物地基实际最终变形允许值。
2. 有括号者仅适用于中压缩性土。
3. l 为相邻柱基的中心距离（mm），H_g 为自室外地面起算的建（构）筑物高度（m）。
4. 倾斜指基础倾斜方向两端点的沉降差与其距离的比值。
5. 局部倾斜指砌体承重结构纵向 6～10m 内基础两点的沉降差与其距离的比值。

（2）对于变电站设备的地基变形计算值应满足其上部电气设备正常安全运行的要求，一般不应大于表 14-11 中的允许值。

表 14-11 变电站设备的地基变形允许值

变电站设备	沉降差或倾斜	沉降量（mm）
GIS 等气、油管道连接设备	0.002l	200
主变压器	0.003l	—
刚接构架	0.003l	150
胶结构架	—	200
支撑式硬母线及隔离开关支架	0.002 l	—

注 1. l 为基础对应方向的长度。
2. 表中数值适用于一般情况，当设备有特殊要求时，应执行其规定。

三、地基变形计算

计算天然地基的变形时，地基内的应力分布，可采用各向同性均质线弹性理论。其最终沉降量可按式（14-9）计算：

$$s = \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^{n} \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \overline{\alpha_i} - z_{i-1} \overline{\alpha_{i-1}}) \qquad (14\text{-}9)$$

式中 s——地基最终变形量，mm；

s'——按分层总和法计算出的地基变形量，mm；

ψ_s——沉降计算经验系数，根据地区沉降观测资料及经验确定，无地区经验时可采用表 14-12 的数值；

n——地基变形计算深度范围内所划分的土层数；

p_0——对应于荷载效应准永久组合时的基础底面处的附加压力，kPa；

E_{si}——基础底面下第 i 层土的压缩模量，MPa，

应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算；

z_i，z_{i-1}——基础底面至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面的距离，m；

$\overline{\alpha_i}$、$\overline{\alpha_{i-1}}$——基础底面计算点至第 i 层土、第 $i-1$ 层土底面范围内平均附加应力系数。

表 14-12　沉降计算经验系数 ψ_s

基底附加压力	$\overline{E}_s$（MPa）				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geqslant f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leqslant 0.75f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

注　f_{ak} 为地基承载力特征值（kPa）。

表 14-12 中 $\overline{E}_s$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按式（14-10）计算：

$$\overline{E}_s = \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \tag{14-10}$$

式中　A_i——第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值。

计算地基变形时，应考虑相邻建（构）筑物荷载的影响，其值可按压力叠加原理，采用角点法计算。

当基础形状不规则时，可采用分块集中力法计算基础下的压力分布，并应按刚性基础的变形协调原则调整，分块大小应由计算精度确定。

当建（构）筑物地下室基础埋置较深时，需要考虑开挖基坑地基土的回弹，该部分回弹变形量可按式（14-11）计算：

$$s_c = \psi_c \sum_{i=1}^{n} \frac{p_c}{E_{ci}} (z_i \overline{\alpha_i} - z_{i-1} \overline{\alpha_{i-1}}) \tag{14-11}$$

式中　s_c——地基的回弹变形量，mm；

ψ_c——考虑回弹影响的沉降计算经验系数，一般取 1；

p_c——基坑底面以上土的自重压力，kPa，地下水以下应扣除浮力；

E_{ci}——土的回弹模量，MPa，按 JGJ/T 72《高层建筑岩土工程勘察标准》。

第十五章

桩 基 础

桩基础是一种深基础，是由设置于岩土中的基桩和与桩顶连接的承台共同组成的基础，或者由柱与基桩直接连接的单桩基础。桩基础适用于各种工程地质条件，具有承载力高、稳定性好、沉降较小等优点。

桩基础是一种承载能力高、适用范围广、历史久远的基础形式。随着生产水平的提高和科学技术的发展，桩基的类型、工艺、设计理论、计算方法和应用范围都有了很大的发展，被广泛应用于高层建筑、港口、桥梁，以及电力工程主要和重要的建（构）筑物。

桩是将建（构）筑物的全部或部分荷载传递给地基土并具有一定刚度和抗弯能力的传力构件，其横截面尺寸远小于其长度。桩基础是由埋设在地基中的多根桩（称为桩群）和把桩群联合起来共同工作的桩台（称为承台）两部分组成。桩基础的作用是将荷载传至地下较深处承载性能好的土层，以满足承载力和沉降的要求。桩基础能承受竖直荷载，也能承受水平荷载，能抵抗上拔荷载也能承受振动荷载，是电力工程建（构）筑物应用最广泛的深基础形式。

桩基础的适用范围如下：

（1）上部土层软弱不能满足承载力和变形要求，而下部存在较好的土层时，用桩穿越软弱土层，将荷载传递给深部硬土层。

（2）一定深度范围内不存在较理想的持力层，用桩使荷载沿着桩杆依靠桩侧摩阻力渐渐传递。

（3）基础需要承受向上的力，用桩依靠桩杆周围的摩阻力来抵抗向上的力，即抗拔桩。

（4）基础需要承受水平方向的分力时，可用抗弯的竖桩来承担。

（5）地基软硬不均或荷载分布不均，天然地基不能满足建（构）筑物对不均匀变形的要求时，可采用桩基础。

（6）浅层虽存在较好土层，但考虑其他因素，仍采用桩基础。如动力机械设备等对基础有特殊要求时，常用桩基础。

（7）考虑到拟建建（构）筑物受相邻已建建（构）筑物、地面堆载以及施工开挖、打桩等影响，采用天然地基或浅基础将会产生过量倾斜或沉降时，采用桩基础。

（8）建（构）筑物下存在不稳定土层，如液化土、湿陷性黄土、季节性冻土、膨胀土等，采用桩基将荷载传递至深部密实稳定的土层。

当不属于上述情况时，可根据工程实际情况，依据经济合理、技术可靠的原则，通过分析对比后确定是否采用桩基础。

第一节 常用桩型的适用条件

一、桩的分类

根据基桩的承载性能、桩身材料、成桩工艺等依据，电力工程建（构）筑物常用基桩分类见表 15-1。

表 15-1 电力工程建（构）筑物常用基桩分类

分类依据	基桩名称		说 明
承载性能	摩擦型桩	摩擦桩	在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载由桩侧阻力承受
		端承摩擦桩	在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载主要由桩侧阻力承受
	端承型桩	端承桩	在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载由桩端阻力承受
		摩擦端承桩	在承载能力极限状态下，桩顶竖向荷载主要由桩端阻力承受
桩身材料	混凝土桩	灌注桩	就地浇注成桩
		预制桩	预先浇注成桩
	钢桩		包括钢管桩和 H 型钢桩
成桩工艺	非挤土桩		主要为钻（挖）孔灌注桩，成孔工艺主要包括干作业法和泥浆护壁法
	部分挤土桩		主要为长螺旋压灌灌注桩、冲孔灌注桩、预钻孔打入式预制桩、打入式预应力混凝土空心桩
	挤土桩		主要为挤土灌注桩、打入（或静压）预制方桩、闭口预应力混凝土空心桩

二、常用桩型与成桩工艺的适宜性选择

1. 桩型和成桩工艺的选择

在电力工程建（构）筑物，桩型和成桩工艺的选择应考虑如下方面：

（1）建（构）筑物的结构类型，荷载大小及分布和性质，桩的使用功能；

（2）桩穿越的地层、场地水文地质条件，桩端持力层岩土类别；

（3）施工设备和经验，场地施工环境条件，制桩材料来源。

2. 不同建（构）筑物桩型和成桩工艺的选择原则

基桩应选择技术可靠、经济合理、安全适用的桩型和成桩工艺。电力工程建（构）筑物桩型和成桩工艺选择原则主要有以下几个方面：

（1）电力工程建设项目的主要建（构）筑物，如火力发电厂的汽机房、锅炉房、烟囱、冷却塔，特高压变电站或换流站的主要建（构）筑物，架空输电线路的耐张转角塔、大跨越塔等，以及上部荷载分布很不均匀时，基桩宜选择断面尺寸大、单桩承载力高、抗变形能力较大的桩型。同一建（构）筑物一般宜采用同一桩型、相同桩径和桩长。

（2）建（构）筑物若采用混凝土管桩，应选择高强预应力混凝土管桩（PHC 桩）。

（3）腐蚀性环境下宜选用预制钢筋混凝土桩。腐蚀性等级为中、弱时，可采用预应力混凝土管桩或混凝土灌注桩；腐蚀性等级为中、高时，采用混凝土灌注桩应分析论证其耐腐蚀性，提出防腐措施。

电力工程建（构）筑物常用桩型与成桩工艺可参考表 15-2 选择。

表 15-2　电力工程常用桩型与成桩工艺的适宜性选择

成桩工艺和基桩类别			桩径（mm）		桩长（m）	穿越地基土类别							
			桩身	扩大端		一般黏性土及填土	淤泥和淤泥质土	粉土	砂土	碎石土	季节性冻土膨胀土	黄土	
												非自重湿陷	自重湿陷
非挤土成桩法	干作业法	长螺旋钻孔灌注桩	600～800		≤28	○	×	○	△	×	○	○	△
		钻孔（扩底）灌注桩	600～1200	800～1200	≤30（扩底） ≤40（不扩底）	○	×	○	×	×	○	○	△
		人工挖孔（扩底）灌注桩	800～2000	1600～4000	≤30	○	×	△	△	△	○	○	○
	泥浆护壁法	潜水钻成孔灌注桩	600～800		≤50	○	○	○	△	×	△	△	×
		正（反）循环成孔灌注桩	600～1200		≤80	○	○	○	△	△	△	○	○
		旋挖成孔灌注桩	600～1200		≤60	○	△	○	△	△	△	○	○
		钻孔扩底灌注桩	600～1200	1000～1600	≤30	○	○	○	△	△	△	○	○
部分挤土成桩法	灌注桩	冲击成孔灌注桩	600～1200		≤50	○	△	△	△	○	△	×	×
		长螺旋钻孔压灌桩	600～800		≤25	○	△	○	○	△	○	○	○
		钻孔挤扩多支盘桩	600～900	1200～1600	≤40	○	○	○	△	△	△	○	○
	预制桩	预钻孔打入式预制桩	≤500		≤50	○	○	○	△	×	○	○	○
		混凝土敞口管桩	≤800		≤60	○	○	○	△	×	△	○	○
部分挤土成桩法	H 型钢桩		特定规格		≤80	○	○	○	○	○	△	△	△
	敞口钢管桩		600～900		≤80	○	○	○	○	△	△	○	○
	挤土预制桩	打入混凝土预制桩、闭口钢管桩、混凝土管桩	≤500×500 ≤1000		≤60	○	○	○	△	△	△	○	○
		静压桩	≤1000		≤60	○	○	△	△	△	△	○	△

续表

成桩工艺和基桩类别			穿越地基土类别			桩端持力层				地下水位		对环境影响		孔底有无挤密
			中间有硬夹层	中间有砂夹层	中间有砾石夹层	硬黏性土	密实砂土	碎石土	软岩和风化岩	以上	以下	振动和噪声	排浆	
非挤土成桩法	干作业法	长螺旋钻孔灌注桩	×	△	×	○	○	△	△	○	×	无	无	无
		钻孔（扩底）灌注桩	×	△	×	○	○	△	△	○	×	无	无	无
		人工挖孔（扩底）灌注桩	○	△	△	○	△	△	○	○	△	无	无	无
	泥浆护壁法	潜水钻成孔灌注桩	×	△	×	○	○	△	×	○	○	无	有	无
		正（反）循环成孔灌注桩	○	○	△	○	○	△	○	○	○	无	有	无
		旋挖成孔灌注桩	○	△	△	○	○	○	○	○	○	无	有	无
		钻孔扩底灌注桩	○	○	△	○	△	△	△	○	○	无	有	无
部分挤土成桩法	灌注桩	冲击成孔灌注桩	○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	有	无
		长螺旋钻孔压灌桩	△	△	△	○	○	△	△	○	△	无	无	无
		钻孔挤扩多支盘桩	○	○	△	○	○	△	×	○	○	无	有	无
	预制桩	预钻孔打入式预制桩	○	○	△	○	○	△	△	○	○	有	无	有
		混凝土敞口管桩	△	△	△	○	○	○	△	○	○	无	无	有
部分挤土成桩法	H型钢桩		○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	无	无
	敞口钢管桩		○	○	○	○	○	○	○	○	○	有	无	有
	挤土预制桩	打入混凝土预制桩、闭口钢管桩、混凝土管桩	○	○	△	○	○	△	△	○	○	有	无	有
		静压桩	△	△	×	○	○	△	×	○	○	无	无	有

注 表中符号○表示比较合适；△表示有可能采用；×表示不宜采用。

电力工程建（构）筑物常见桩型的适用条件如下：

（1）灌注桩的适用条件。

1）桩端持力层顶板埋深起伏变化大，采用预制桩难以控制桩长；

2）桩端持力层为基岩，基岩面风化程度存在明显差异，采用预制桩难以进入持力层一定深度；

3）建（构）筑物基础埋置很深，采用预制桩打桩或送桩困难；

4）地基土中夹有大孤石、滚石，或具有密实或坚硬的夹层，采用预制桩打入（静压）桩不易穿越，成桩困难；

5）若采用打入式预制桩沉桩振动和挤土作用会对邻近建（构）筑物的安全和生产运行构成危害，而静压成桩又不适合。

（2）混凝土预制方桩适用条件。

混凝土预制方桩可用于电力工程各类建（构）筑物。适用于持力层顶面标高起伏变化不大、持力层以上为较软地层且没有较厚坚硬夹层、打桩挤土效应和噪声对周围环境影响不大的桩基础工程。

（3）预应力高强混凝土管桩（PHC 桩）适用条件。

预应力高强混凝土管桩（PHC 桩）可用于电力工程各类建（构）筑物的桩基础，预应力混凝土管桩（PC 桩）在电力工程中较少采用。

预应力高强混凝土管桩（PHC 桩）与混凝土预制方桩的适用性相似，但对地层的适用性更广，可穿透具有一定厚度的中密甚至密实砂层。根据地方经验桩端持力层还可选择具有一定厚度强风化基岩上。

（4）钢管桩和 H 型钢桩适用条件。

电力工程主要建（构）筑物（如火力发电厂主厂房、烟囱等）当荷载较大，桩基础持力层起伏较大，采用其他桩型难以达到工程要求，经技术和经济比较可行时，也可选用钢管桩或 H 型钢桩。

第二节　桩基础设计原则

一、桩基础设计基础资料

根据电力工程建（构）筑物桩基础设计实践经验，在桩基础设计前，应获得拟建电力工程建（构）筑物的基本概况、建设场地的工程地质条件、施工环境条件、桩基础工程地区施工经验等资料。

1. 建（构）筑物资料

（1）建（构）筑物的总平面布置图；

（2）建（构）筑物的结构类型、荷载，对地基强度和变形的要求；

（3）建（构）筑结构安全等级及特殊要求。

2. 岩土工程勘察报告及桩基础原体试验资料

岩土工程勘察报告是桩基础设计的必备基础资料。

经评审后的桩基础原体试验报告是基桩设计的主要依据。对于火力发电厂、变电站工程，以及架空输电线路重要的跨越塔等，一般均应进行桩基础原体试验。原体试验报告中单桩承载力、地基土的侧阻力与端阻力等设计参数，以及基桩施工工艺适应性及控制标准等均是桩基础设计的重要资料。

3. 场地施工环境条件

对于改（扩）建工程、距离居民区或已有建（构）筑物较近的电力工程建设场地，需要了解工程场地内、相邻及附近既有建（构）筑物及地下管线分布等施工环境相关资料，主要包括以下主要内容：

（1）建设场地地面、地下、上空的建（构）筑物及地下管线分布；

（2）拟建场地相邻及附近建（构）筑物安全等级、基础形式、基础埋深，以及对基桩施工扰动的敏感程度；

（3）周围建（构）筑物、设备的防振、防噪声的要求；

（4）挤土桩施工的挤土振动效应，灌注桩施工场地泥浆排放条件；

（5）场地五通一平进展及完成情况，施工设备进出场条件及现场运行条件；

（6）施工设备、成桩工艺对场地的适应性；

（7）制桩条件，建筑材料供应条件。

二、一般条件下的桩基础设计

1. 桩基础设计等级

电力工程根据建（构）筑物规模、功能特征、对差异变形的适应性、场地地基和建（构）筑物体形的复杂性，以及由于桩基础问题可能造成建（构）筑物破坏或影响正常使用的程度，桩基础设计等级见表15-3。

表15-3　电力工程建（构）筑物桩基础设计等级

设计等级	建（构）筑物类型
甲级	主厂房（包括汽轮发电机基础、锅炉构架基础）、主（集）控制楼、网络通信楼、220kV及以上的屋内配电装置楼、高度200m及以上的烟囱、空冷器支架、跨度大于30m的厂房建筑、场地及地质条件复杂的建（构）筑物等； 变电站（换流站）主控楼、主变压器、换流变压器等； 架空输电线路重要的跨越塔、转角塔等； 坡地、边坡、岸边建（构）筑物； 对相邻既有工程影响较大的建（构）筑物
乙级	除甲级以外的需采用桩基础的建（构）筑物

2. 桩基础极限状态设计

（1）承载能力极限状态：桩基础达到最大承载能力、整体失稳或发生不适于继续承载的变形。

（2）正常使用极限状态：桩基础达到建（构）筑物正常使用所规定的变形限值或达到耐久性要求的某项限值。

3. 桩基础设计荷载效应组合与抗力

（1）桩基础布置和确定桩数时，荷载应采用传至承台底面的荷载效应标准组合。相应的抗力应采用基桩或复合基桩承载力特征值。

（2）桩基础沉降和水平位移计算，荷载应采用荷载效应准永久组合。

（3）计算水平地震作用、风荷载作用下的桩基础水平位移计算，荷载应采用标准组合。

（4）坡地、边坡、岸边桩基础整体稳定性验算，荷载应采用荷载效应标准组合。

（5）抗震设防区，荷载应采用地震作用效应和荷载效应的标准组合。

（6）桩基础结构承载力、桩基础尺寸和配筋设计计算，荷载应采用传至承台顶面的荷载效应基本组合。

（7）承台和桩身裂缝控制验算，荷载应分别采用荷载效应标准组合和荷载效应准永久组合。

（8）桩基础结构安全等级、结构设计使用年限和结构重要性系数γ_0应按现行相关建筑结构规范的规定采用，桩基础重要性系数γ_0一般不应小于1.0。

（9）桩基础结构进行抗震验算时，承载力调整系数γ_{RE}应按现行GB 50011《建筑抗震设计规范》的规定采用。

4. 桩基础承载力计算和稳定性验算

电力工程建（构）筑物桩基础应根据使用功能等条件进行单桩（或群桩）承载能力计算和稳定性验算：

（1）根据桩基础的使用功能和受力特点进行桩基

础的竖向承载力计算和水平承载力计算。

（2）应对桩身和承台结构承载力进行计算。对于桩侧土不排水抗剪强度小于20kPa，且长径比大于60的细长桩应进行桩身压屈验算。应按吊装、运输和锤击作用对混凝土预制桩进行桩身承载力验算。钢管桩需进行局部压屈验算。

（3）地基基础设计等级为甲级的桩基础，桩端平面以下应无软弱下卧层。设计等级为乙级的桩基础，若桩端平面以下存在相对软弱下卧层时，应验算软弱下卧层地基承载力。

（4）位于坡地、边坡、岸边等易失稳建筑地段的桩基础应验算桩基础整体稳定性。

（5）桩基础承受抗拔力、抗浮力时，还需计算基桩和群桩的抗拔承载力或抗浮承载力。

（6）应按现行 GB 50011《建筑抗震设计规范》验算抗震设防区桩基础的抗震承载力。

5. 桩基础的沉降计算

存在以下条件的桩基础应进行沉降计算：

（1）地基基础设计等级为甲级的非嵌岩桩和非深厚坚硬持力层的桩基础。

（2）地基基础设计等级为乙级的体形复杂、荷载分布显著不均匀或桩端平面以下存在软弱土层的建（构）筑物桩基础。

（3）沉降控制复合桩基础。

6. 桩基础其他计算

（1）对水平位移限制严格或承受较大水平荷载的桩基础，如火力发电厂冷却塔环基中的桩基础，应对桩基础水平位移进行计算。

（2）要求桩基础混凝土不得在使用中出现裂缝的桩基础，应进行桩身和承台的抗裂验算。

（3）要求在使用中限制桩基础混凝土裂隙宽度的桩基础，应进行桩身和承台裂缝宽度验算。

三、特殊条件下的桩基础设计

1. 软土地基的桩基础设计

（1）软土地基桩端持力层应选择中、低压缩性地土层。

（2）地基基础设计等级为甲级的桩基础，当建（构）筑物荷载较大或对沉降要求严格时，桩端平面以下应无软弱下卧层。

（3）若桩端持力层以下存在相对软弱下卧层，桩端平面距相对软弱下卧层顶面距离不宜小于6倍桩径或桩基础承台宽（或直径）的3倍。

（4）因桩周土自重固结、软土震陷、场地大面积填土、地面大面积堆载、地下水位下降、挤土沉桩等原因而产生的沉降大于基桩的沉降时，应对桩侧负摩阻力对基桩的影响进行分析计算。

（5）采用挤土桩或部分挤土桩时，应合理选择适宜的成桩工艺，减小桩基础挤土效应产生的不良影响，同时建议采取消减孔隙水压力和挤土效应的措施。

（6）先成桩后开挖基坑时，应确保沉桩后地基土的休止时间，应考虑基坑挖土顺序和控制分层开挖深度，防止土体侧移对桩基础的影响。

2. 湿陷性黄土地区的桩基础设计

（1）湿陷性黄土地区建（构）筑物基桩应穿透湿陷性黄土层，在非自重湿陷性黄土场地，桩端应支承在压缩性较低的非湿陷性黄土层中。在自重湿陷性黄土场地，桩端应支承在可靠的岩（或土）层中。

（2）在湿陷性黄土场地较常用的桩基础类型有钻（挖）孔（扩底）灌注桩、挤土成孔灌注桩、静压或打入预制桩等。选用时应根据工程要求、场地湿陷性类型、湿陷性黄土层厚度、桩端持力层土质情况、施工条件和场地周围环境等因素确定。

（3）在湿陷性黄土层厚度大于或等于 10m 的场地，对于采用桩基础的建（构）筑物，其单桩竖向抗压承载力特征值，有特殊要求时，应在现场通过单桩竖向抗压承载力静载荷浸水试验测定的结果确定。

（4）自重湿陷性黄土地基中的单桩极限承载力，应根据工程具体情况分析计算桩侧负摩阻力的影响。如有必要，基桩的单桩极限承载力可以浸水载荷试验结果为主要依据。

（5）湿陷性黄土场地进行钻孔、挖孔及扩底施工过程中，应严防雨水和地表水流入桩孔内。当采用泥浆护壁钻孔施工时，应防止泥浆水对周围环境的不利影响。

3. 季节性冻土和膨胀土地基桩基础设计

（1）桩端进入冻深线或膨胀土的大气影响急剧层以下的深度应满足抗拔稳定性验算要求，且不得小于4倍桩径及1倍扩大端直径，最小深度应大于1.5m。

（2）宜采用钻（挖）孔（扩底）灌注桩，减小和消除冻胀或膨胀对桩基础的影响。

（3）冻胀、膨胀深度范围内桩侧阻力除不计入基桩竖向极限承载力，还需考虑地基土冻胀、膨胀作用，验算桩基础抗拔稳定性和桩身受拉承载力。

（4）必要时可在冻胀或膨胀深度范围内沿桩周及承台作隔冻、隔胀处理措施。

4. 岩溶地区的桩基础设计

（1）岩溶地区的桩基础宜采用钻孔桩或冲孔桩。单桩荷载较大，岩层埋深较浅时，宜采用嵌岩桩。

（2）溶槽、溶沟和石笋密布区域，桩端应全断面嵌入基岩。桩端基岩面平整且上部土层较厚时，嵌岩深度宜不小于 $0.2d$ 或不小于 0.2m。对于一柱一桩，基岩面起伏较大时，嵌岩深度宜适当增大。当基岩面埋深很大，或岩溶极强烈发育时，可采用摩擦型灌注桩。

5. 边坡、坡地及岸边桩基础设计

（1）建设场地内的边坡必须是稳定的边坡。对于不稳定边坡，应根据现行国家标准 GB 50330《建筑边坡工程技术规范》的规定进行整治处理。

（2）坡地、岸边的桩基础的桩端应进入潜在滑裂面以下稳定岩土层内，桩端进入潜在滑裂面以下的深度应通过边坡整体稳定性验算确定。

（3）桩端持力层为倾斜地层时应验算边坡的稳定性。

（4）桩基础不宜采用挤土桩。

（5）桩基础与边坡应保持安全的水平距离。当桩基础承受水平荷载时，应验算桩基础整体稳定性和水平承载力。

（6）坡地、岸边新建桩基础工程应与建筑边坡工程协同规划设计，并合理确定施工顺序。

6. 抗震设防区桩基础设计

（1）应通过计算确定桩端全断面进入液化土层以下稳定土层的长度。对于碎石土，砾砂、粗砂、中砂，密实粉土，坚硬黏性土不应小于 $3d$；对其他非岩石土层，不宜小于 $4d$。

（2）承台和地下结构物侧墙周围应采用灰土、级配砂石、压实性好的素土回填，分层夯实加密，或采用素混凝土回填。

（3）当承台周围为可液化土或地基承载力特征值小于 40kPa（或不排水抗剪强度小于 15kPa）的软土，且桩基础水平承载力不满足计算要求时，宜对承台外一定范围内的地基土进行加固处理。

（4）可通过加大承台埋深、加强地坪刚性、承台底面铺设垫层等设计措施提高桩基础对地震作用的水平抗力。

7. 负摩阻力桩基础设计

（1）填土建筑场地。宜先填土并确保回填土的密实性，软土场地回填施工前应采取预设塑料排水板等先期排水预压措施，待填土、软土地基沉降基本稳定后再成桩。

（2）贮煤场等大面积堆载区。应对场地进行预压处理，减小因堆载引起的地面沉降对桩基础造成影响。

（3）自重湿陷性黄土地基。可采用强夯、挤密土桩等先行处理，消除上部或全部土的自重湿陷。

8. 抗拔桩基础设计

架空输电线路杆塔桩基础需要进行抗拔设计，因此在类似抗拔桩基础设计时，可考虑以下措施：

（1）根据具体使用条件确定抗拔桩的裂缝控制等级和措施。

（2）一级裂缝控制等级的桩身应设置预应力筋；二级裂缝控制等级的桩身宜设置预应力筋；三级裂缝控制等级的桩身，应进行裂缝宽度计算。

（3）桩侧后注浆、桩端扩底、支盘桩等技术措施可有效提高桩基础的抗拔承载力。

四、基桩布置基本原则

基桩的最小中心距见表 15-4。当电力工程建（构）筑物基桩施工中采取有效减小挤土效应的相关措施时，可根据地区或工程经验等适当减小基桩的最小中心距。

表 15-4　基桩的最小中心距

土类与成桩工艺		不少于 3 排且不少于 9 根桩	其他情况
非挤土灌注桩		$3.0d$	$3.0d$
部分挤土桩	非饱和土、饱和非黏性土	$3.5d$	$3.0d$
	饱和黏性土	$4.0d$	$3.5d$
挤土桩	非饱和土、饱和非黏性土	$4.0d$	$3.5d$
	饱和黏性土	$4.5d$	$4.0d$
扩底桩		$2D$ 或 D+2.0m（当 D>2m）	$1.5D$ 或 D+1.5m（当 D>2m）

注　1. d 为圆桩直径或方桩边长；D 为扩大端直径。
　　2. 当纵横向桩距不相等时，其最小中心距应满足“其他情况”的相应要求。

五、桩径、桩长与桩端持力层

桩径与桩长的确定不仅要求满足设计使用要求，同时还要要求基桩能充分发挥地基土和桩身材料的最佳承载能力，达到技术可靠、经济合理、缩减工期的设计要求。

桩端持力层选择可参照如下两个原则：

（1）桩端持力层应选择厚度稳定且较硬的土层。桩端全断面进入持力层的深度见表 15-5。当桩端持力层以下存在软弱下卧层时，桩端以下硬持力层厚度应不小于 $4d$（d 为桩的直径或边长）。

表 15-5　桩端全断面进入持力层的深度

桩端持力层	桩端全断面进入持力层的深度
黏性土、粉土	$\geqslant 2d$
砂土	$\geqslant 1.5d$
碎石类土	$\geqslant 1d$

（2）嵌岩桩嵌岩深度应考虑上部荷载、上覆地基土性质、基岩性质、桩型等因素综合确定。对于倾斜的完整和较完整基岩，桩端全断面嵌入深度不小于 $0.4d$ 且不小于 0.5m。倾斜度大于 30%的中风化岩，宜根据倾斜度及岩石完整性适当加大嵌岩深度。对于平

整、完整的坚硬岩和较硬岩，桩端全断面嵌入深度不小于 $0.2d$ 且不小于 0.2m。

第三节 基桩的承载力确定

电力工程建设实践中，对于大型火力发电厂、特高压变电站和换流站、架空输电线路大跨越塔基等重要的电力工程建（构）筑需使用桩基础时，单桩承载力应采用桩基础原体试验确定。其他建（构）筑物可参照地质条件相同的桩基础原体试验资料，或结合原位测试和经验参数综合确定。

一、单桩竖向抗压极限承载力

1. 原体试验法

电力工程建设项目桩基础原体试验一般在初步设计阶段进行。原体试验可通过单桩竖向抗压静载试验和高应变动力测试等方法确定单桩竖向抗压极限承载力。

灌注桩原体试验，可通过预先埋设在桩身的应力应变传感器或滑动测微计法等，进行桩土的应力测试，分析并确定桩身轴力分布，计算桩周土侧阻力分布和桩端阻力。

通过原体试验确定单桩竖向抗压极限承载力，以及桩周土极限侧阻力和桩极限端阻力时，应遵循以下原则：

（1）单桩竖向抗压静载试验应按现行电力行业标准 DL/T 5493《电力工程基桩检测技术规程》执行；

（2）灌注桩单桩竖向抗压静载试验中可通过埋设桩身的轴力传感器或滑动测微计法等，确定各层地基土单桩极限侧阻力和端阻力值。

2. 经验参数法

（1） 根据地基土物理力学指标与单桩承载力参数之间的经验关系确定单桩竖向抗压极限承载力标准值，可按式（15-1）估算：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u\sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p \qquad (15\text{-}1)$$

式中 Q_{uk}——单桩竖向抗压极限承载力标准值，kN。

Q_{sk}、Q_{pk}——分别为总极限侧阻力标准值和总极限端阻力标准值，kN。

u——桩身周长，m。

l_i——桩周第 i 层土的厚度，m。

A_p——桩端面积，m^2。

q_{sik}——桩侧第 i 层土的极限侧阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表 15-6 取值。对于尚未完成自重固结的填土和以生活垃圾为主的杂填土，不计算其侧阻力。

q_{pk}——极限端阻力标准值，kPa，如无当地经验时，可按表 15-7 取值。砂土和碎石类土中桩的极限端阻力取值，宜综合考虑土的密实度，桩端进入持力层的深径比 h_b/d，土越密实，h_b/d 越大，取值越高；预制桩的岩石极限端阻力是指桩端支承于中等风化、微风化基岩表面或进入强风化岩、软质岩一定深度条件下极限端阻力。

表 15-6　基桩的极限侧阻力标准值 q_{sik}　（kPa）

土的名称	土的状态		混凝土预制桩	泥浆护壁钻（冲）孔桩	干作业钻孔桩
填土	—		20～30	20～30	20～30
淤泥	—		15～20	10～20	10～20
淤泥质土	—		20～30	20～30	20～30
黏性土	流塑	$I_L>1$	20～40	20～40	20～40
	软塑	$0.75<I_L\leq 1$	40～55	40～50	40～55
	可塑	$0.50<I_L\leq 0.75$	55～70	55～65	55～65
	硬可塑	$0.25<I_L\leq 0.50$	70～85	70～80	70～85
	硬塑	$0<I_L\leq 0.25$	86～98	84～96	82～94
	坚硬	$I_L\leq 0$	98～105	96～102	94～104
红黏土	$0.7<\alpha_w\leq 1$		15～35	15～30	12～30
	$0.5<\alpha_w\leq 0.7$		35～75	30～70	30～70
粉土	稍密	$e>0.9$	30～50	25～40	25～45
	中密	$0.75\leq e\leq 0.9$	50～70	45～60	45～65
	密实	$e<0.75$	70～90	65～80	65～85
粉细砂	稍密	$10<N\leq 15$	25～50	25～45	25～50
	中密	$15<N\leq 30$	50～70	50～65	50～70
	密实	$N>30$	70～90	70～85	70～90

续表

土的名称	土的状态		混凝土预制桩	泥浆护壁钻（冲）孔桩	干作业钻孔桩
中砂	中密 密实	$15<N\leqslant30$ $N>30$	55～75 75～100	55～70 75～90	55～75 75～95
粗砂	中密 密实	$15<N\leqslant30$ $N>30$	75～100 95～115	75～90 95～110	75～100 100～120
砾砂	稍密 中密（密实）	$5<N_{63.5}\leqslant15$ $N_{63.5}>15$	70～110 115～140	50～85 115～120	60～100 115～130
圆砾、角砾	中密、密实	$N_{63.5}>10$	160～200	135～130	135～150
碎石、卵石	中密、密实	$N_{63.5}>10$	200～300	140～150	150～170
全风化软质岩	—	$30<N\leqslant50$	100～120	80～90	80～100
全风化硬质岩	—	$30<N\leqslant50$	140～160	120～130	120～150
强风化软质岩		$N_{63.5}>10$	160～240	140～180	140～220
强风化硬质岩	—	$N_{63.5}>10$	220～300	160～220	160～260

注　α_w 为土样含水比。

表 15-7　　基桩的极限端阻力标准值 q_{pk}　　（kPa）

土名称	桩端土的状态		混凝土预制桩桩长 l（m）				泥浆护壁钻（冲）孔桩桩长 l（m）				干作业钻孔桩桩长 l（m）		
			$l\leqslant9$	$9<l\leqslant16$	$16<l\leqslant30$	$l>30$	$5\leqslant l<10$	$10\leqslant l<15$	$15\leqslant l<30$	$30\leqslant l$	$5\leqslant l<10$	$10\leqslant l<15$	$15\leqslant l$
黏性土	软塑	$0.75<I_L\leqslant1$	210～850	650～1400	1200～1800	1300～1900	150～250	250～300	300～450	300～450	200～400	400～700	700～950
	可塑	$0.50<I_L\leqslant0.75$	850～1700	1400～2200	1900～2800	2300～3600	350～450	450～600	600～750	750～800	500～700	800～1100	1000～1600
	硬可塑	$0.25<I_L\leqslant0.50$	1500～2300	2300～3300	2700～3600	3600～4400	800～900	900～1000	1000～1200	1200～1400	850～1100	1500～1700	1700～1900
	硬塑	$0<I_L\leqslant0.25$	2500～3800	3800～5500	5500～6000	6000～6800	1100～1200	1200～1400	1400～1600	1600～1800	1600～1800	2200～2400	2600～2800
粉土	中密	$0.75\leqslant e\leqslant0.9$	950～1700	1400～2100	1900～2700	2500～3400	300～500	500～650	650～750	750～850	800～1200	1200～1400	1400～1600
	密实	$e<0.75$	1500～2600	2100～3000	2700～3600	3600～4400	650～900	750～950	900～1100	1100～1200	1200～1700	1400～1900	1600～2100
粉砂	稍密	$10<N\leqslant15$	1000～1600	1500～2300	1900～2700	2100～3000	350～500	450～600	600～700	650～750	500～950	1300～1600	1500～1700
	中密、密实	$N>15$	1400～2200	2100～3000	3000～4500	3800～5500	600～750	750～900	900～1100	1100～1200	900～1000	1700～1900	1700～1900
细砂	中密、密实	$N>15$	2500～4000	3600～5000	4400～6000	5300～7000	650～850	900～1200	1200～1500	1500～1800	1200～1600	2000～2400	2400～2700
中砂			4000～6000	5500～7000	6500～8000	7500～9000	850～1050	1100～1500	1500～1900	1900～2100	1800～2400	2800～3800	3600～4400
粗砂			5700～7500	7500～8500	8500～10000	9500～11000	1500～1800	2100～2400	2400～2600	2600～2800	2900～3600	4000～4600	4600～5200
砾砂	中密、密实	$N>15$	6000～9500		9000～10500		1400～2000		2000～3200		3500～5000		
角砾、圆砾		$N_{63.5}>10$	7000～10000		9500～11500		1800～2200		2200～3600		4000～5500		
碎石、卵石		$N_{63.5}>10$	8000～11000		10500～13000		2000～3000		3000～4000		4500～6500		

续表

土名称	桩端土的状态	混凝土预制桩桩长 l（m）				泥浆护壁钻（冲）孔桩桩长 l（m）				干作业钻孔桩桩长 l（m）		
		$l\leqslant9$	$9<l\leqslant16$	$16<l\leqslant30$	$l>30$	$5\leqslant l<10$	$10\leqslant l<15$	$15\leqslant l<30$	$30\leqslant l$	$5\leqslant l<10$	$10\leqslant l<15$	$15\leqslant l$
全风化软质岩	$30<N\leqslant50$	4000～6000				1000～1600				1200～2000		
全风化硬质岩	$30<N\leqslant50$	5000～8000				1200～2000				1400～2400		
强风化软质岩	$N_{63.5}>10$	6000～9000				1400～2200				1600～2600		
强风化硬质岩	$N_{63.5}>10$	7000～11000				1800～2800				2000～3000		

（2）桩径不小于 800mm 的大直径桩，可按式（15-2）计算单桩竖向抗压极限承载力标准值。

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{pk}=u\sum\psi_{si}q_{sik}l_i+\psi_p q_{pk}A_p \quad (15\text{-}2)$$

式中 q_{sik}——桩侧第 i 层土极限侧阻力标准值，kPa。如无当地经验值时，可按表 15-6 取值，对于扩底桩变截面以上 $2d$ 长度范围不计侧阻力。

q_{pk}——桩径为 800mm 的极限端阻力标准值，kPa。对于干作业挖孔（清底干净）可采用深层载荷板试验确定；不能进行深层载荷板试验时，可按表 15-8 取值。

ψ_{si}、ψ_p——大直径桩侧阻、端阻尺寸效应系数，按表 15-9 取值。

u——桩身周长，m。当人工挖孔桩桩周护壁为振捣密实的混凝土时，桩身周长可按护壁外直径计算。

表 15-8 干作业挖孔桩（清底干净，D=800mm）极限端阻力标准值 q_{pk} （kPa）

土名称		状态		
黏性土		$0.25<I_L\leqslant0.75$	$0<I_L\leqslant0.25$	$I_L\leqslant0$
		800～1800	1800～2400	2400～3000
粉土		—	$0.75\leqslant e\leqslant0.9$	$e<0.75$
		—	1000～1500	1500～2000
砂土、碎石类土		稍密	中密	密实
	粉砂	500～700	800～1100	1200～2000
	细砂	700～1100	1200～1800	2000～2500
	中砂	1000～2000	2200～3200	3500～5000
	粗砂	1200～2200	2500～3500	4000～5500
	砾砂	1400～2400	2600～4000	5000～7000
	圆砾、角砾	1600～3000	3200～5000	6000～9000
	卵石、碎石	2000～3000	3300～5000	7000～11000

1）当桩端进入持力层的深度 h_b 分别为：$h_b\leqslant D$，$D<h_b\leqslant4D$，$h_b>4D$ 时，q_{pk} 可相应取低值、中值、高值。

2）砂土密实度可根据标准贯入试验击数判定，$N\leqslant10$ 为松散，$10<N\leqslant15$ 为稍密，$15<N\leqslant30$ 为中密，$N>30$ 为密实。

3）当桩的长径比 $l/d\leqslant8$ 时，q_{pk} 宜取较低值。

4）当建（构）筑物对沉降要求不严时，q_{pk} 可取高值。

表 15-9 大直径灌注桩侧阻尺寸效应系数 ψ_{si}、端阻尺寸效应系数 ψ_p

土类型	黏性土、粉土	砂土、碎石类土
ψ_{si}	$(0.8/d)^{1/5}$	$(0.8/d)^{1/3}$
ψ_p	$(0.8/D)^{1/4}$	$(0.8/D)^{1/3}$

注 等直径桩 $D=d$。

3. 嵌岩桩

嵌岩桩单桩竖向抗压极限承载力由桩周土总极限侧阻力和嵌岩段总极限阻力组成。当根据岩石单轴抗压强度确定单桩竖向抗压极限承载力标准值时，可按式（15-3）～式（15-5）计算。

$$Q_{uk}=Q_{sk}+Q_{rk} \quad (15\text{-}3)$$

$$Q_{sk}=u\sum q_{sik}l_i \quad (15\text{-}4)$$

$$Q_{rk}=1000\zeta_r f_{rk}A_p \quad (15\text{-}5)$$

式中 Q_{sk}、Q_{rk}——分别为土的总极限侧阻力、嵌岩

段总极限阻力，kN。

q_{sik}——桩周第 i 层土的极限侧阻力，kPa。无当地经验时，可按表 15-6 取值。

f_{rk}——岩石饱和单轴抗压强度标准值，MPa，黏土岩取天然湿度单轴抗压强度标准值。

ζ_r——嵌岩段侧阻和端阻综合系数，与嵌岩深径比 h_r/d、岩石软硬程度和成桩工艺有关，可按表 15-10 采用；表中数值适用于泥浆护壁成桩，对于干作业成桩（清底干净）和泥浆护壁成桩后注浆，ζ_r 应取表列数值的 1.2 倍。

表 15-10　嵌岩段侧阻和端阻综合系数 ζ_r

嵌岩深径比 h_r/d	0	0.5	1.0	2.0	3.0
极软岩、软岩	0.60	0.80	0.95	1.18	1.35
较硬岩、坚硬岩	0.45	0.65	0.81	0.90	1.00
嵌岩深径比 h_r/d	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
极软岩、软岩	1.48	1.57	1.63	1.66	1.70
较硬岩、坚硬岩	1.04				

（1）极软岩、软岩指 f_{rk}≤15MPa，较硬岩、坚硬岩指 f_{rk}＞30MPa，介于二者之间可内插取值。

（2）h_r 为桩身嵌岩深度，当岩面倾斜时，以坡下方嵌岩深度为准；当 h_r/d 为非表列值时，ζ_r 可内插取值。

4. 液化效应

桩身周围分布有可液化土层的低承台桩基础，若承台底面上下分别有厚度不小于 1.5m、1.0m 的非液化土或非软弱土层时，可将液化土层极限侧阻力乘以土层液化折减系数计算单桩极限承载力标准值。土层液化折减系数 ψ_l 可按表 15-11 确定。当承台底非液化土或非软弱土层厚度小于 1m 时，土层液化折减系数按表 15-11 中 λ_N 降低一档取值。

表 15-11　土层液化折减系数 ψ_l

$\lambda_N=\dfrac{N}{N_{cr}}$	自地面算起的液化土层深度 d_L（m）	ψ_l
λ_N≤0.6	d_L≤10	0
	10＜d_L≤20	1/3
0.6＜λ_N≤0.8	d_L≤10	1/3
	10＜d_L≤20	2/3
0.8＜λ_N≤1.0	d_L≤10	2/3
	10＜d_L≤20	1.0

（1）N 为饱和土标准贯入试验击数实测值；N_{cr} 为液化判别标准贯入试验击数临界值；

（2）对于挤土桩当桩距小于 $4d$，且桩的排数不少于 5 排、总桩数不少于 25 根时，ψ_l 可取 2/3～1.0；桩间土标准贯入试验击数达到 N_{cr} 时，取 ψ_l=1.0。

二、单桩竖向抗拔极限承载力

1. 原体试验法

电力工程中，可通过单桩竖向抗拔静载试验确定单桩的竖向抗拔极限载力。当试验过程中，埋设有桩身应力、应变测试元件时，可测定桩周土层的抗拔摩阻力值；当桩端埋设位移测量杆时，可测试桩端上拔量。

电力工程建（构）筑物单桩竖向抗拔静载试验可采用慢速维持荷载法，当试验有特殊要求时，可采用多循环卸载法等方法。

2. 经验公式法

基桩的抗拔极限载力取值可按式（15-6）计算：

$$T_{uk}=\sum\lambda_i q_{sik}u_i l_i \tag{15-6}$$

式中 T_{uk}——基桩抗拔极限承载力标准值，kN；

u_i——桩身周长，m，对于等直径桩取 $u=\pi d$，对于扩底桩按表 15-12 取值；

q_{sik}——桩侧表面第 i 层土的抗压极限侧阻力标准值，kPa，可根据表 15-6 取值；

λ_i——抗拔系数，可按表 15-13 取值。

表 15-12　扩底桩破坏表面周长 u_i

自桩底起算的长度 l_i	≤（4～10）d	＞（4～10）d
u_i	πD	πd

表 15-12 中，l_i 对于软土取低值，对于卵石、砾石取高值；l_i 取值按内摩擦角增大而增加。

表 15-13　抗拔系数 λ_i

土类	λ_i 值
砂土	0.50～0.70
黏性土、粉土	0.70～0.80

表 15-13 中，当桩长 l_i 与桩径 d 之比小于 20 时，λ 取小值。

三、桩基础水平承载力

1. 原体试验法

钢筋混凝土预制桩、钢桩、桩身正截面配筋率不小于 0.65%的灌注桩，可根据单桩静载试验结果取地面处水平位移为 10mm［对于水平位移敏感的建（构）筑物取水平位移 6mm］所对应的荷载的 75%为单桩水平承载力特征值。

对于桩身配筋率小于 0.65%的灌注桩，可取单桩水平静载试验的临界荷载的 75%为单桩水平承载力特征值。

2. 经验公式法

桩身配筋率小于 0.65%的灌注桩，可根据式（15-7）估算单桩水平承载力特征值。

$$R_{ha}=\frac{0.75\alpha\gamma_m f_t W_0}{v_M}(1.25+22\rho_g)\left(1\pm\frac{\zeta_N\cdot N}{\gamma_m f_t A_n}\right) \quad (15\text{-}7)$$

式中 α——桩的水平变形系数；

R_{ha}——单桩水平承载力特征值，kN，正负号根据桩顶竖向力性质确定，压力取“+”，拉力取“−”；

γ_m——桩截面模量塑性系数，圆形截面γ_m=2，矩形截面γ_m=1.75；

f_t——桩身混凝土抗拉强度设计值；

W_0——桩身换算截面受拉边缘的截面模量；

v_M——桩身最大弯矩系数，按表 15-14 取值，当单桩基础和单排桩基础纵向轴线与水平力方向相垂直时，按桩顶铰接考虑；

ρ_g——桩身配筋率；

A_n——桩身换算截面积；

ζ_N——桩顶竖向力影响系数，竖向压力取 0.5，竖向拉力取 1.0；

N——在荷载效应标准组合下桩顶的竖向力，kN。

式（15-7）中 W_0 计算如下：

圆形截面：$W_0=\frac{\pi d}{32}\left[d^2+2(\alpha_E-1)\rho_g d_0^{\,2}\right]$

方形截面：$W_0=\frac{b}{6}\left[b^2+2(\alpha_E-1)\rho_g b_0^{\,2}\right]$

圆形截面：$A_n=\frac{\pi d^2}{4}[1+(\alpha_E-1)\rho_g]$

方形截面：$A_n=b^2[1+(\alpha_E-1)\rho_g]$

式中 d——桩直径；

d_0——扣除保护层厚度的桩直径；

b——方形截面边长；

b_0——扣除保护层厚度的桩截面宽度；

α_E——钢筋弹性模量与混凝土弹性模量的比值。

表 15-14 桩顶（身）最大弯矩系数 v_M 和桩顶水平位移系数 v_x

桩顶约束情况	桩的换算埋深 αh（m）	桩身最大弯矩系数 v_M	桩顶水平位移系数 v_x
铰接、自由	4.0	0.768	2.441
	3.5	0.750	2.502
	3.0	0.703	2.727
	2.8	0.675	2.905
	2.6	0.639	3.163
	2.4	0.601	3.526
固接	4.0	0.926	0.940
	3.5	0.934	0.970
	3.0	0.967	1.028
	2.8	0.990	1.055
	2.6	1.018	1.079
	2.4	1.045	1.095

注 1. 铰接（自由）的 v_M 系桩身的最大弯矩系数，固接的 v_M 系桩顶的最大弯矩系数。

2. 当αh>4m 时取αh=4.0m。

预制桩、钢桩、桩身配筋率不小于 0.65%的灌注桩单桩水平承载力特征值可按式（15-8）估算：

$$R_{ha}=0.75\frac{\alpha^3 EI}{v_x}x_{0a} \quad (15\text{-}8)$$

式中 EI——桩身抗弯刚度，对于钢筋混凝土桩，$EI=0.85E_cI_0$；其中 E_c 为混凝土弹性模量，I_0 为桩身换算截面惯性矩：圆形截面为 $I_0=W_0d_0/2$；矩形截面为 $I_0=W_0b_0/2$。

x_{0a}——桩顶允许水平位移。

v_x——桩顶水平位移系数，按表 15-14 取值，取值方法同 v_M。

桩的水平变形系数和地基土水平抗力系数，可根据以下公式进行计算。

（1）桩的水平变形系数α，可按式（15-9）计算。

$$\alpha=\sqrt[5]{\frac{mb_0}{EI}} \quad (15\text{-}9)$$

式中 m——桩侧土水平抗力系数的比例系数；

b_0——桩身的计算宽度，m；

EI——桩身抗弯刚度。

式（15-9）中 b_0 按以下计算：

1）圆形桩：当直径 d≤1m 时，$b_0=0.9(1.5d+0.5)$

当直径 d>1m 时，$b_0=0.9(d+1)$；

2）方形桩：当边宽 b≤1m 时，$b_0=1.5b+0.5$

当边宽 b>1m 时，$b_0=b+1$。

（2）桩侧土水平抗力系数的比例系数 m。电力工程中，桩侧土水平抗力系数的比例系数 m 一般通过单桩水平静载试验确定。当电力工程建（构）筑物桩基础设计等级低时，或无静载试验资料时，桩侧土水平抗力系数的比例系数 m 值可按表 15-15 取值。

表 15-15 地基土水平抗力系数的比例系数 m 值

序号	地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
		比例系数 m（MN/m^4）	相应单桩在地面处水平位移（mm）	比例系数 m（MN/m^4）	相应单桩在地面处水平位移（mm）
1	淤泥；淤泥质土；饱和湿陷性黄土	2～4.5	10	2.5～6	6～12

续表

序号	地基土类别	预制桩、钢桩		灌注桩	
		比例系数 m（MN/m^4）	相应单桩在地面处水平位移（mm）	比例系数 m（MN/m^4）	相应单桩在地面处水平位移（mm）
2	流塑（$I_L>1$）、软塑（$0.75<I_L\leqslant1$）状黏性土；$e>0.9$ 粉土；松散粉细砂；松散、稍密填土	4.5～6.0	10	6～14	4～8
3	可塑（$0.25<I_L\leqslant0.75$）状黏性土、湿陷性黄土；e=0.75～0.9 粉土；中密填土；稍密细砂	6.0～10	10	14～35	3～6
4	硬塑（$0<I_L\leqslant0.25$）、坚硬（$I_L\leqslant0$）状黏性土、湿陷性黄土；$e<0.75$ 粉土；中密的中粗砂；密实老填土	10～22	10	35～100	2～5
5	中密、密实的砾砂、碎石类土			100～300	1.5～3

注 1. 当桩顶水平位移大于表列数值或灌注桩配筋率较高（≥0.65%）时，m 值应适当降低；当预制桩的水平向位移小于 10mm 时，m 值可适当提高。
2. 当水平荷载为长期或经常出现的荷载时，应将表列数值乘以 0.4 降低采用。
3. 当地基为可液化土层时，应将表列数值应按现行 JGJ 94《建筑桩基技术规范》的相应规定进行折减。

四、软弱下卧层验算

对于桩距不超过 $6d$ 的群桩基础，桩端持力层下存在承载力低于桩端持力层承载力 1/3 的软弱下卧层时，需根据现行 JGJ 94《建筑桩基技术规范》采用式（15-10）、式（15-11）验算软弱下卧层的承载力：

$$\sigma_z+\gamma_m z\leqslant f_{az} \quad (15\text{-}10)$$

$$\sigma_z=\frac{(F_k+G_k)-3/2(A_0+B_0)\cdot\sum q_{sik}l_i}{(A_0+2t\cdot\tan\theta)(B_0+2t\cdot\tan\theta)} \quad (15\text{-}11)$$

式中 σ_z——作用于软弱下卧层顶面的附加应力，kPa；
γ_m——软弱层顶面以上各土层重度（地下水位以下取有效重度）的厚度加权平均值，kN/m^3；
f_{az}——软弱下卧层经深度 z 修正的地基承载力特征值，kPa；
F_k——荷载效应标准组合下，作用于承台顶面的竖向力，kN；
G_k——桩基础承台和承台上土自重标准值，对稳定的地下水位以下部分，应扣除水的浮力，kN；
t——硬持力层厚度，m；
A_0、B_0——桩群外缘矩形底面的长、短边边长，m；
q_{sik}——桩周第 i 层土的极限侧阻力标准值，无当地经验时，可根据表 15-6 取值，kPa；
θ——桩端硬持力层压力扩散角，（°），按表 15-16 取值。

表 15-16 桩端硬持力层压力扩散角 θ

E_{s1}/E_{s2}	$t=0.25B_0$	$t\geqslant0.50B_0$
1	4°	12°
3	6°	23°
5	10°	25°
10	20°	30°

注 1. E_{s1}、E_{s2} 为硬持力层、软弱下卧层的压缩模量。
2. 当 $t<0.25B_0$ 时，取 $\theta=0°$，必要时，宜通过试验确定；当 $0.25B_0<t<0.50B_0$ 时，可内插取值。

五、负摩阻力计算

桩穿越软弱土、松散的厚层填土或自重湿陷性黄土，若桩周软弱土层产生自重固结，或软弱土层存在大面积地面堆载，或场地地下水大量抽降，造成软弱土层下沉，或自重湿陷性黄土遇水湿陷等，在桩身下沉量小于土层下沉量的桩身部分，将产生负摩阻力。

基桩的竖向承载力特征值只计中性点以下部分侧阻值及端阻值。对于摩擦型基桩可取桩身计算中性点以上侧阻力为零；对于端承型基桩应考虑负摩阻力引起基桩的下拉荷载。当土层不均匀或建（构）筑物对不均匀沉降较敏感时，尚应将负摩阻力引起的下拉荷载计入附加荷载验算桩基础沉降。

桩周土沉降可能引起桩侧负摩阻力时，应根据工程具体情况考虑负摩阻力对桩基础承载力和沉降的影响；当缺乏可参照的工程经验时，可按下列规定验算。

（1） 中性点以上单桩桩周第 i 层土负摩阻力标准值，可按式（15-12）计算：

$$q_{si}^n=\xi_{ni}\sigma_i' \quad (15\text{-}12)$$

当填土、自重湿陷性黄土湿陷、欠固结土层产生固结和地下水降低时，$\sigma_i'=\sigma_{\gamma i}'$。

当地面分布大面积荷载时，$\sigma_i'=p+\sigma_{\gamma i}'$，$\sigma_{\gamma i}'$ 按式（15-13）计算：

$$\sigma'_{\gamma i}=\sum_{m=1}^{i-1}\gamma_m\Delta z_m+\frac{1}{2}\gamma_i\Delta z_i \qquad (15\text{-}13)$$

式中 q^n_{si} ——第 i 层土桩侧负摩阻力标准值，kPa，当按式（15-12）计算值大于正摩阻力标准值时，取正摩阻力标准值进行设计；

ξ_{ni} ——桩周第 i 层土负摩阻力系数，kPa，可按表 15-17 取值；

$\sigma'_{\gamma i}$ ——由土自重引起的桩周第 i 层土平均竖向有效应力，kPa，桩群外围桩自地面算起，桩群内部桩自承台底算起；

σ'_i ——桩周第 i 层土平均竖向有效应力，kPa；

γ_i、γ_m ——分别为第 i 计算土层和其上第 m 土层的重度，kN/m^3，地下水位以下取有效重度；

Δz_i、Δz_m ——第 i 层土、第 m 层土的厚度，m；

p ——地面均布荷载，kPa。

表 15-17 负摩阻力系数 ξ_n

土类	ξ_n
饱和软土	0.15～0.25
黏性土、粉土	0.25～0.40
砂土	0.35～0.50
自重湿陷性黄土	0.20～0.35

注 1. 在同一类土中，对于挤土桩，取表中较大值，对于非挤土桩，取表中较小值。
2. 填土按其组成取表中同类土的较大值。

（2）中性点深度 l_n 应按桩周土层沉降与桩身沉降相等的条件计算确定，也可参照表 15-18 确定。

表 15-18 中性点深度 l_n

持力层性质	黏性土、粉土	中密以上砂	砾石、卵石	基岩
中性点深度比 l_n/l_0	0.5～0.6	0.7～0.8	0.9	1.0

注 1. l_n、l_0 分别为自桩顶算起的中性点深度和桩周软弱土层下限深度。
2. 桩穿过自重湿陷性黄土层时，l_n 可按表列值增大 10%（持力层为基岩除外）。
3. 当桩周土层固结与桩基础固结沉降同时完成时，取 l_n=0。
4. 当桩周土层计算沉降量小于 20mm 时，l_n 应按表列值乘 0.4～0.8 进行折减。

第四节 桩基础沉降计算

一、桩基础沉降变形允许值

（1）桩基础的沉降变形计算值不应超过桩基础沉降变形允许值。桩基础沉降变形指标包括沉降量、沉降差、整体倾斜和局部倾斜。

（2）桩基础沉降变形计算时，砌体承重结构应由局部倾斜控制。火力发电厂主厂房、烟囱和冷却塔等建（构）筑物应由整体倾斜值控制。框架、框架-剪力墙结构，应控制柱（墙）之间的差异沉降。

（3）根据现行行业标准 DL 5022《火力发电厂土建结构设计技术规程》，主厂房桩基础的变形允许值应符合表 15-19 的规定。对于电力工程其他建（构）筑物的桩基础变形允许值可符合现行 JGJ 94《建筑桩基技术规范》的有关规定，或参照现行 GB 50007《建筑地基基础设计规范》及地区规范的有关规定。

表 15-19 火力发电厂主厂房地基的变形允许值

主厂房结构	允许沉降差		允许沉降量（mm）	
	纵向	横向	非桩基础	桩基础
汽机房外侧柱	0.003L	—	200	150
汽机房外侧柱与框架	—	0.003L	—	—
主厂房框架	0.003L	0.002L	200	150
汽轮发电机基础	0.0015L		200	150
“丌”形锅炉炉架基础	0.002L		200	150
空冷器支架	0.002L		200	150
汽轮发电机基础与框架	0.005L		—	—
锅炉基础与框架	0.005L		—	—

注 1. 表中 L 为相邻柱基的中心距离或汽机基础的边长。
2. 表中桩基础指预制钢筋混凝土方桩、预应力高强混凝土管桩（PHC）、钢筋混凝土灌注桩或钢管桩基础，表中非桩基础指天然地基和复合地基。
3. 桩端持力层应为中、低压缩性土层。

二、桩基础沉降计算

电力工程建（构）筑物桩基础桩中心距一般不大于 6d，可采用等效作用分层总和法计算最终沉降量。桩端平面为等效作用面，桩承台投影面积为等效作用面积，等效作用附加压力近似取承台底平均附加压力。等效作用面以下的应力分布采用各向同性均质直线变形体理论。桩基础任一点最终沉降量可用角点法按式（15-14）计算：

$$s=\psi\cdot\psi_e\cdot s'=\psi\cdot\psi_e\cdot\sum_{j=1}^{m}p_{0j}\sum_{i=1}^{n}\frac{z_{ij}\bar{\alpha}_{ij}-z_{(i-1)j}\bar{\alpha}_{(i-1)j}}{E_{si}} \qquad (15\text{-}14)$$

式中 s ——桩基础最终沉降量，mm；

s' ——采用布辛奈斯克解，按实体深基础分层总和法计算出的桩基础沉降量，mm；

ψ ——桩基础沉降计算经验系数；

ψ_e——桩基础等效沉降系数；

m——角点法计算点对应的矩形荷载分块数；

p_{0j}——第 j 块矩形底面在荷载效应准永久组合下的附加压力，kPa；

n——桩基础沉降计算深度范围内所划分的土层数；

E_{si}——等效作用面以下第 i 层土的压缩模量，MPa，采用地基土在自重压力至自重压力加附加压力作用时的压缩模量；

z_{ij}、$z_{(i-1)j}$——桩端平面第 j 块荷载作用面至第 i 层土、第 i–1 层土底面的距离，m；

$\bar{\alpha}_{ij}$、$\bar{\alpha}_{(i-1)j}$——桩端平面第 j 块荷载计算点至第 i 层土、第 i–1 层土底面深度范围内平均附加应力系数。

（1）矩形桩基础中点沉降时，桩基础沉降量可按式（15-15）简化计算。

$$s=\psi\cdot\psi_e\cdot s'=4\cdot\psi\cdot\psi_e\cdot p_0\sum_{i=1}^{n}\frac{z_i\bar{\alpha}_i-z_{i-1}\bar{\alpha}_{i-1}}{E_{si}} \tag{15-15}$$

式中 p_0——在荷载效应准永久组合下承台底的平均附加压力，kPa；

$\bar{\alpha}_i$、$\bar{\alpha}_{i-1}$——平均附加应力系数。

（2）桩基础沉降计算深度 z_n 应按应力比法确定，即计算深度处的附加应力 σ_z 与土的自重应力 σ_c 应符合式（15-16）、式（15-17）要求。

$$\sigma_z\leqslant 0.2\sigma_c \tag{15-16}$$

$$\sigma_z=\sum_{j=1}^{m}a_j p_{0j} \tag{15-17}$$

式中 a_j——附加应力系数，可根据角点法划分的矩形长宽比及深宽比按 JGJ 94《建筑桩基技术规范》确定。

（3）桩基础等效沉降系数 ψ_e 可按式（15-18）、式（15-19）简化计算。

$$\psi_e=C_0+\frac{n_b-1}{C_1(n_b-1)+C_2} \tag{15-18}$$

$$n_b=\sqrt{n\cdot B_c/L_c} \tag{15-19}$$

式中 n_b——矩形布桩时的短边布桩数，布桩不规则时可按式（15-19）近似计算，$n_b>1$；

C_0、C_1、C_2——根据群桩距径比 s_a/d、长径比 l/d 及基础长宽比 L_c/B_c，查表确定；

L_c、B_c——分别为矩形承台的长、宽，m；

n——矩形承台的总桩数。

（4）当布桩不规则时，等效距径比可按式（15-20）、式（15-21）近似计算。

圆形桩 $$s_a/d=\sqrt{A}/(\sqrt{n}\cdot d) \tag{15-20}$$

方形桩 $$s_a/d=0.886\sqrt{A}/(\sqrt{n}\cdot b) \tag{15-21}$$

式中 A——桩基础承台总面积，m^2；

b——方形桩截面边长，m。

（5）桩基础沉降计算经验系数 ψ 参照表 15-20 选用。根据桩端持力层地基土类别，后注浆施工灌注桩应乘以 0.7～0.8 的折减系数，砂、砾、卵石取低值，黏性土、粉土取高值；根据土质、桩距、沉桩速率和顺序等因素，饱和土中预制桩（不含复打、复压、引孔沉桩）时，乘以 1.3～1.8 的挤土效应系数，土的渗透性低，桩距小，桩数多，沉降速率快时取大值。

表 15-20 桩基础沉降计算经验系数 ψ

$\bar{E}_s$（MPa）	≤10	15	20	35	≥50
ψ	1.2	0.9	0.65	0.50	0.40

注 1. $\bar{E}_s$ 为沉降计算深度范围内压缩模量的当量值，可按式 $\bar{E}_s=\sum A_i/\sum\frac{A_i}{E_{si}}$ 计算，式中 A_i 为第 i 层土附加压力系数沿土层厚度的积分值，可近似按分块面积计算。
2. ψ 可根据 $\bar{E}_s$ 内插取值。

第五节 灌 注 桩

一、灌注桩的构造

（一）灌注桩配筋

1. 配筋率

配筋率应符合下列规定：

（1）当桩身直径为 400～2000mm 时，正截面配筋率可取 0.65%～0.2%，小直径桩取高值；

（2）承受特别大荷载的桩、抗拔桩和嵌岩端承桩应根据计算确定配筋率且不应小于规定值。

2. 配筋长度

配筋长度应符合以下规定：

（1）坡地、岸边的基桩和端承型桩应沿桩身通长配筋。

（2）桩径大于 600mm 的摩擦型桩配筋长度不应小于 2/3 桩长；当受水平荷载时，配筋长度尚不宜小于 $4.0/\alpha$（α 为桩的水平变形系数）。

（3）抗震设防区的基桩，桩身配筋长度应穿过可液化土层和软弱土层，并应进入稳定土层一定深度。

（4）受负摩阻力的桩、先成桩后开挖基坑而随地基土回弹的桩，配筋长度应穿过软弱土层并进入稳定土层，进入的深度不应小于 2～3 倍桩身直径。

（5）抗拔桩及因地震作用、冻胀或膨胀力作用而受拔的桩，应通长配筋。

3. 受水平荷载的桩

受水平荷载的桩，主筋不应小于 8Φ12。抗压桩和抗拔桩，主筋不应少于 6Φ10。纵向主筋应沿桩身周边

均匀布置，其净距不应小于 60mm。

4. 箍筋

箍筋应采用螺旋式，直径不应小于 6mm，间距宜为 200～300mm；受水平荷载较大、承受水平地震作用以及考虑主筋作用计算桩身受压承载力时，桩顶以下 $5d$ 范围内的箍筋应加密，间距不应大于 100mm。当桩身位于液化土层范围内时箍筋应加密。箍筋受力作用时，箍筋配置应符合现行 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定。钢筋笼应每隔 2m 设一道直径不小于 12mm 的焊接加固箍筋。

(二) 桩身混凝土及混凝土保护层厚度

桩身混凝土及混凝土保护层厚度应满足以下要求：

(1) 桩身混凝土强度等级不宜小于 C30。

(2) 主筋混凝土保护层厚度不应小于 35mm，水下灌注桩的主筋混凝土保护层厚度不得小于 50mm。

(三) 扩底灌注桩扩底端尺寸

扩底灌注桩扩底端尺寸应符合如下规定：

(1) 抗压扩底桩适用于持力层承载力较高而上覆土层较差的地层条件；抗拔扩底桩适用于桩端以上有一定厚度较好土层的地层条件。扩底端直径 D 与桩身直径 d 之比 D/d，应根据承载力要求及扩底端侧面和桩端持力层土性特征以及扩底施工方法确定；挖孔桩的 D/d 不应大于 3，钻孔桩的 D/d 不应大于 2.5。

(2) 扩底端侧面的斜率（a/h_c）应根据土体自立条件确定，a/h_c 可取 1/4～1/2，砂土可取 1/4，粉土、黏性土可取 1/3～1/2。

(3) 抗压桩扩底端底面宜呈锅底形，矢高 h_b 可取（0.15～0.20）D。

二、灌注桩成孔深度及质量控制

灌注桩成孔设备上应设置控制深度的标尺，便于施工中观测记录成孔深度。桩基础成孔设备就位摆放须平整稳固，确保成孔不发生倾斜和偏移。

(1) 摩擦型桩应以设计桩长控制成孔深度。

(2) 端承摩擦桩须保证设计桩长及桩端进入持力层深度。

(3) 端承型桩：钻（冲）孔或挖掘成孔时，须保证桩端进入持力层的设计深度。

(4) 灌注桩成孔施工应根据成桩工艺和具体桩型严格控制桩径偏差、垂直度允许偏差以及桩位允许偏差。

(5) 桩基础成孔质量满足设计要求后，需尽快灌注混凝土。

三、灌注桩的成孔工艺

(一) 泥浆护壁成孔灌注桩

泥浆护壁成孔灌注桩适用于地下水位以下的黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及风化岩层。主要成孔工艺包括正循环和反循环成孔、冲击成孔、旋挖成孔等。

1. 泥浆调制和排放

调制泥浆的材料可选择高塑性黏土或者膨润土。泥浆的配合比应根据工艺、桩穿越的地层及成孔设备的适应性设计。若场地存在能自造浆的黏土，则可不调制泥浆。

泥浆护壁成孔期间，护筒内泥浆面应高出地下水位 1.0m 以上，若地下水位存在较大变动，泥浆面应高于最高水位 1.5m 以上；成孔至设计要求的深度后，应进行清孔且不断对泥浆进行置换，直至水下混凝土浇筑；若场地土层易产生泥浆渗漏问题，则需要采取其他适宜的防止孔壁坍塌的措施。

废弃泥浆应运送至专门的排放池进行处理，严防对环境造成污染。

2. 回转钻机成孔施工

反循环工艺成孔或清孔适用于桩长较长的端承型桩，也适用于穿越粗粒土层的摩擦型桩。成孔时，也可根据桩所穿越地层的性质选择正循环钻进，反循环清孔。正、反循环钻孔需采用孔口护筒进行泥浆护壁成孔。

(1) 护筒设置。护筒内径应大于钻头直径 100mm，采用 4～8mm 厚钢板制作，护筒上部宜开设 1～2 个溢浆孔。护筒中心与桩位中心的偏差不得大于 50mm。护筒在黏性土中的埋深不宜小于 1.0m；在砂土中埋深不宜小于 1.5m。护筒下端外围需采用黏土填实；其高度应满足孔内泥浆面高度的要求。若成孔受地下水位变化影响或存在水下施工问题，需加高加深护筒，亦可把护筒打入不透水层。

(2) 钻速控制。在软弱土层中，由泥浆补给的条件控制钻速，以防塌孔；在坚硬地层或基岩层中，钻速控制以钻机不发生跳动或卡死为宜。

(3) 钻机导向装置。正循环回转钻机应加设扶正器；潜水钻钻头应有导向装置，其长度应大于钻头直径的 3 倍。

(4) 孔底沉渣厚度控制。端承型桩，孔底沉渣厚度应小于 50mm；摩擦型桩，应小于 100mm；抗拔、抗水平力桩，应小于 200mm。

3. 冲击成孔施工

冲击成孔灌注桩适应各种地层，且可穿透残留基础、建筑垃圾或大孤石等障碍物。

冲击成孔孔口护筒内径应大于钻头直径 200mm，其他孔口护筒要求及泥浆调制处理与回转钻机成孔施工一致。冲孔设备要求设置保证冲击钻头自动转向的装置。

(1) 开孔时，需采用低锤密击。表土若为易塌孔

的软弱土层，可在钻孔中添加小块石和黏土团反复冲击造壁，并保持孔内泥浆面持续稳定。

（2）不同的岩土层中，应采取适合的冲程和泥浆的比重。

（3）冲孔深度达到基岩面后，冲击操作要及时换成大冲程、低频率冲击，冲击钻进过程中，成孔发生偏移时，可回填片石、块石至偏孔位置之上300～500mm，重新冲孔。

（4）冲击中遭遇孤石时，可采用大小冲程交替冲击，或者也可以采用预爆法破碎孤石。

（5）每冲孔完成4～5m、更换冲击钻头前或在地层软弱易缩孔处，应对冲孔进行检验。

（6）排渣可采用泥浆循环或抽渣筒等方法，若采用抽渣筒排渣，应及时补充泥浆。

（7）清孔时应严格控制孔底沉渣，孔底沉渣厚度要求与回转钻机成孔施工一致。可采用空气吸泥对孔壁稳定的桩孔进行清孔。

4. 旋挖成孔施工

旋挖成孔灌注桩宜用于黏性土、粉土、砂土、填土、碎石土及强风化岩层。旋挖成孔施工可采用干作业成孔或泥浆护壁成孔工艺。若采用泥浆护壁旋挖成孔，应注意如下事项：

（1）泥浆调制能力应大于旋挖时泥浆需求量，要求每台旋挖机泥浆储备量不小于单桩体积。旋挖成孔应在场地内配备成孔和清孔所用的泥浆和泥浆池。若地层中泥浆易产生渗漏，可通过提高泥浆比重、掺入锯末、增黏剂等提高泥浆黏度，维持孔壁稳定。

（2）旋挖机应保持水平稳定，若场地平整度差，可铺设钢板或垫层。每个桩孔均应设置钢护筒。

（3）在成孔前或提出旋挖钻斗时，应及时检查各连接器件状况，并把钻斗上的渣土清除干净。

（4）旋挖成孔应采用跳孔旋挖；钻斗排出的渣土距桩孔口距离应大于6m，并应及时清除。旋挖过程中应保持泥浆面高度不变。

（5）旋挖至设计深度时，及时进行清孔，严控孔底沉渣厚度，孔底沉渣厚度要求与回转钻机成孔施工一致。

（二）长螺旋钻孔压灌桩

长螺旋钻孔压灌桩宜用于黏性土、粉土、砂土、填土、非密实的碎石类土、强风化岩。若要穿越老黏土、厚层砂土、碎石土以及塑性指数大于25的黏土时，应进行试钻。

（1）长螺旋钻开孔时应缓慢下钻；钻进时不可反转或提升钻杆。钻头与桩位点偏差不得大于20mm。卡钻、钻机摇晃、偏斜或发生异常声响应时，立即停钻处理后再继续钻进。

（2）混凝土配合比应通过试验确定；混凝土坍落度宜为180～220mm；粗骨料可采用卵石或碎石，最大粒径不宜大于30mm；可掺加粉煤灰或外加剂。

（3）桩身混凝土泵送压灌应注意以下事项：

1）应根据桩径大小选择混凝土泵；混凝土输送泵管宜保持水平，混凝土输送泵管布置尽量少设置弯道，混凝土泵与钻机的距离不宜超过60m；混凝土泵料斗内的混凝土应连续搅拌。桩身混凝土的泵送压灌应连续进行。

2）钻至设计标高后，应先泵入混凝土并停顿10～20s，再缓慢提升钻杆。提钻速度应与混凝土泵送量相匹配，保证管内有一定高度的混凝土。

3）泵送混凝土时，料斗内混凝土的高度不得低于400mm。气温高于30℃时，宜在输送泵管上覆盖隔热材料，每隔一段时间应洒水降温。地下水位以下的砂土层中钻杆底部活门应有防止进水的措施，压灌混凝土应连续进行。

4）长螺旋钻孔压灌桩的充盈系数宜为1.0～1.2；桩顶混凝土超灌高度不宜小于0.3～0.5m。

（4）桩身混凝土压灌结束后，应采用专用插筋器把钢筋笼插至设计深度。及时清除钻杆及泵管内残留的混凝土；停置时间长时，应把钻杆和压灌设施清洗干净。

（三）干作业成孔工艺

干作业钻孔（扩底）灌注桩、干作业人工挖孔灌注桩适用于地下水位以上的黏性土、粉土、填土、中密以上的砂土、风化岩层。其中人工挖孔灌注桩不得用于地下水位较高、有承压水的砂土层、滞水层、厚度较大的流塑状淤泥、淤泥质土层。

1. 钻孔（扩底）灌注桩

钻孔应位置准确，垂直稳固，注意防止钻杆晃动产生扩径。及时清理孔口积土，及时处理塌孔、缩孔、地下水等异常问题。钻孔达到设计深度后，需对孔口进行保护，并对成孔施工偏差等验收记录。

2. 人工挖孔灌注桩

人工挖孔桩孔径一般为0.8～2.5m（不含护壁）；孔深小于30m。开孔前，桩位应准确定位。桩位外设置定位基准桩，安装护壁模板必须用桩中心点校正模板位置。相邻排桩最小跳挖施工净距应大于4.5m，桩净距小于2.5m时，应间隔开挖。

人工挖孔桩混凝土护壁厚度应大于100mm，混凝土强度等级不应低于桩身混凝土强度等级，并应振捣密实；护壁应配置直径不小于8mm的构造钢筋，竖向筋应上下搭接或拉接。

人工挖孔桩挖至设计标高终孔后，应清除护壁上的泥土和孔底残渣、积水，进行隐蔽工程验收。验收

合格后，应立即封底和灌注桩身混凝土。

第六节 混凝土预制桩与钢桩

一、混凝土预制方桩

1. 适用范围

混凝土预制方桩可用于电力工程建设项目各类建（构）筑物。适用于持力层顶面标高起伏变化不大、持力层以上为较软地层且没有较厚坚硬夹层、打桩挤土效应和噪声对周围环境影响不大的桩基础工程。

2. 设计要求

混凝土预制方桩的混凝土强度等级不宜低于C40，当采用静压法沉桩时不宜低于 C30。预制方桩纵向钢筋的混凝土保护层厚度不宜小于 30mm。

电力工程常用预制方桩的边长尺寸一般为 250～550mm，桩长根据荷载要求、地层条件、单桩承载力、沉桩机具等因素综合确定。当桩需穿越一定厚度的砂性地层时，应事先进行沉桩可能性分析，通过分析选择合适桩锤、桩垫、桩身结构强度及桩端入土深度，并进行现场试打验证。

3. 制作质量要求

混凝土预制方桩的制作质量应符合下列要求：

（1）浇注混凝土时，应由桩顶往桩端方向进行，必须连续浇注，不得中断。

（2）桩顶网片位置要绑扎正确，固定可靠，主筋不得超过桩顶第一层网片，混凝土保护层厚度一致。

（3）现场用重叠法浇注混凝土方桩时，制作场地必须坚实平整，满足对地基承载力和桩制作的容许偏差值对地基变形的要求，并防止场地浸水沉陷；桩的底模应平整坚实，宜选用水泥地坪或用模板铺设；桩与邻桩及底模间的接触处必须做好隔离层，严防相互粘连；上层桩或邻桩的浇注，必须在下层桩或邻桩的混凝土达到设计强度的 30%以后方可进行。

4. 施工要求

混凝土预制方桩应达到设计强度的 70%时方可起桩，出厂运输时，桩的强度必须达到设计强度的 100%。桩的两端应保护完好无损，严禁在场地上以直接拖拉桩体方式代替装车运输。桩的堆放场地应平整坚实，不得产生不均匀沉陷，堆放时桩点下面应放置垫木，上下层桩点垫木应在同一垂线上。桩的堆放层数不宜超过 4 层，不同规格的桩要分别堆放。

混凝土预制方桩桩身的接头一般不宜超过 2 个。当下段桩的桩端即将进入或已进入硬塑黏性土层、中密及以上砂层或碎石土等较难进入的土层时，不宜接桩。

采用焊接法接桩时，应先将四角点焊固定，然后对称焊接，并确保焊缝质量和设计尺寸。当两节桩接头之间因施工误差而出现间隙时，应用厚薄适当的加工成模型的铁片填实焊牢。焊接时，预埋件表面应保持清洗干净。

混凝土预制方桩的接桩方法，凡属下列情况之一时，应采用角钢焊接：

（1）当单桩竖向抗压承载力设计值超过 1200kN 时；

（2）当桩的长径比较大时；

（3）当布桩密集时；

（4）当估计沉桩有困难时；

（5）当承受上拔力时。

桩锤的选择应根据岩土工程条件、桩的类型、桩身材料强度、单桩竖向抗压承载力及施工条件，宜结合动力测试波动方程模拟打桩可能性分析结果确定。

桩位允许偏差，应符合表 15-21 的规定。

表 15-21 预制桩位置的允许偏差

序号	项 目	允许偏差（mm）
1	单排或双排桩条形基础（垂直于条形桩基础纵轴方向）	100
2	单排或双排桩条形基础（平行于条形桩基础纵轴方向）	150
3	桩数为 1～3 根桩基础中的桩	100
4	桩数为 4～16 根桩基础中的桩	1/2 桩径或边长
5	桩数大于 16 根桩基础中的桩（最外边的桩）	1/3 桩径或边长
6	桩数大于 16 根桩基础中的桩（中间桩）	1/2 桩径或边长

沉桩按标高控制的桩，桩顶标高的允许偏差为 −50～+100mm。

在软土地区，为减少后续施工桩对已施工桩的影响并确保邻近建（构）筑物、地下管线的安全，以及确定基坑合理开挖时间，应进行施工监测。监测主要内容应包括桩头位移观测、土体孔隙水压力测试、土体侧向位移观测（测斜）、土体地表和内部竖向位移观测，对邻近建（构）筑物和地下管线应进行水平和竖向位移观测。当工地周围有对震动敏感的精密仪器设备时，应进行振动监测，其控制标准和监测方法可参照相关规定执行。

在软土地区大面积打桩时，为加快孔隙水压力消散，减少挤土效应，可采取插塑料排水板、降低地下水等有效的排水处理措施。

二、预应力高强混凝土管桩（PHC桩）

1. 适用范围

预应力高强混凝土管桩（PHC 桩）可用于电力工程建设项目各类建（构）筑物的桩基础。预应力混凝土管桩（PC 桩）由于其桩身强度相当于预应力高强混凝土管桩（PHC 桩）低，一般在电力工程中较少采用。

PHC 桩与混凝土预制方桩的适用性相似，但对地层的适用性更广，可穿透具有一定厚度的中密甚至密实砂层。根据地方经验桩端持力层还可选择具有一定厚度的强风化基岩上。

2. 设计要求

PHC 桩混凝土强度等级通常为 C80，按混凝土有效预压应力值分为 A 型、AB 型、B 型和 C 型，对应的有效预压应力值分别为 4、6、8、10MPa。工程中应根据工程桩的实际受力状况选用适宜的 PHC 桩型号。

3. 制作质量要求

PHC 桩交付使用时，应要求生产厂商提交产品合格证、原材料（包括钢材、水泥、骨料等）的试验检验合格证明、离心混凝土试块强度报告、桩体外观质量和尺寸偏差等检验报告。

PHC 桩以 300000m 为一个批次，在外观质量和尺寸允许偏差检验合格的产品中随机抽取二根进行抗裂性能检验。当加载至规定的抗裂弯矩时，PHC 桩身不得出现裂缝。

4. 施工要求

PHC 桩堆放场地必须平整、坚实，不得产生不均匀沉陷；堆放时，底层桩须在距桩端 0.2 倍桩长处加垫垫木，各层间可以不放垫木直接堆叠，堆存层数，一般不宜超过 4 层。

PHC 桩垂直度偏差不得超过 0.5%。打桩时必须保证桩锤、桩垫和桩身在一条直线上，不得偏心锤击。接桩可采用焊接，焊接接桩可选用半自动焊或自动焊，焊接前应将端板上的剖口进行除锈，漏出金属光泽，大风、雨天施工要采取保护措施保证焊接质量。在 0℃以下焊接时，必须采取预热措施。

当桩端持力层为强风化、中等风化基岩时，施工中一般考虑在桩端焊接桩尖。另外桩端为开口型时，沉桩应考虑土塞效应，必要时应设计为闭口桩尖。

三、钢管桩和H型钢桩

1. 适用范围

电力工程建设项目主要建（构）筑物（如火力发电厂锅炉、烟囱等）当荷载较大，桩端持力层起伏较大，采用其他桩型难以达到工程要求，经技术和经济比较可行时，可选用钢管桩或 H 型钢桩。

2. 设计要求

钢管桩选用规格根据工程地质条件、设计要求等因素决定。钢管桩外径与有效壁厚之比不宜大于 100。当大于 100 时，应考虑局部压曲而降低钢材的容许压应力；当场地地下水对钢桩有腐蚀性时，应进行防腐处理或预留腐蚀厚度 2mm。

3. 制作质量要求

制作钢管桩或 H 型钢桩的材料应符合设计要求，应有出厂合格证和实验报告。现场制作钢桩应有平整的场地及挡风防雨措施。钢桩分段长度不宜大于 15m，且满足桩架的有效高度、制作场地条件、运输与装卸能力。选择适宜的钢桩分段长度，避免在桩尖接近或处于硬持力层中时接桩。

4. 施工要求

钢管桩或 H 型钢桩应按规格、材质分别堆放，堆放层数不宜太高。钢管桩应按设计要求切割，并焊接帽盖；H 型钢桩接头处应加连接板。钢管桩或 H 型钢桩的焊接应符合下列规定：

（1）端部的浮锈、油污等污物必须清除，保持干燥；

（2）上下节桩焊接时应校正垂直度，对口的间隙为 2～3mm；

（3）焊丝（自动焊）或焊条应烘干；

（4）焊接应对称进行；

（5）焊接应用多层焊，钢管桩各层焊接的接头应错开，焊渣应清除；

（6）气温低于 0℃或雨雪天，应有防护措施；无可靠措施确保焊接质量时，不得焊接；

（7）每个接头焊接完毕，应冷却 1min 后方可锤击。

对敞口钢管桩，当锤击沉桩有困难时，可在管内取土助沉。锤击 H 型钢桩时，柴油锤锤重不宜过大，且在锤击过程中桩架前应有横向约束装置。当持力层较硬时，H 型钢桩不宜送桩。

四、沉桩工艺

1. 沉桩前的准备

沉桩前必须处理空中和地下障碍物，场地应平整，排水应畅通，并应满足打桩所需的地面承载力。采用静压沉桩时，场地地基承载力不应小于压桩机接地压强的 1.2 倍。

2. 沉桩设备的选用

桩锤的选用应根据地质条件、桩型、桩的密集程度、单桩竖向抗压承载力及现有施工条件等因素确定，也可试验结果选用。

静力压桩宜选择液压式和绳索式压桩工艺；宜根据单节桩的长度选用顶压式液压压桩机和抱压式液压压桩机。选择压桩机的参数应包括下列内容：

(1)压桩机型号、桩机质量(不含配重)、最大压桩力等;

(2)压桩机的外形尺寸及拖运尺寸;

(3)压桩机的最小边桩距及最大压桩力;

(4)长、短船型履靴的接地压强;

(5)夹持机构的型式;

(6)液压油缸的数量、直径,率定后的压力表读数与压桩力的对应关系;

(7)吊桩机构的性能及吊桩能力。

液压式压桩机的最大压桩力应取压桩机的机架重量和配重之和乘以 0.9。

当边桩空位不能满足中置式压桩机施压条件时,宜利用压边桩机构或选用前置式液压压桩机进行压桩,但此时应估计最大压桩能力减少造成的影响。

当设计要求或施工需要采用引孔法压桩时,应配备螺旋钻孔机,或在压桩机上配备专用的螺旋钻。当桩端需进入较坚硬的岩层时,应配备可入岩的钻孔桩机或冲孔桩机。

最大压桩力不宜小于设计的单桩竖向抗压极限承载力标准值,必要时可由现场试验确定。

3. 沉桩质量控制

锤击法沉桩打入时应符合以下要求:

(1)桩帽或送桩帽与桩周围的间隙应为 5~10mm;

(2)锤与桩帽、桩帽与桩之间应加设硬木、麻袋、草垫等弹性衬垫;

(3)桩锤、桩帽或送桩帽应和桩身在同一中心线上;

(4)桩插入时的垂直度偏差不得超过 0.5%。

静力压桩质量控制应符合下列规定:

(1)第一节桩下压时垂直度偏差不应大于 0.5%;

(2)宜将每根桩一次性连续压到底,且最后一节有效桩长不宜小于 5m;

(3)抱压力不应大于桩身允许侧向压力的 1.1 倍;

(4)对于大面积桩群,应控制日压桩量。

4. 沉桩顺序

沉桩顺序应符合下列规定:

(1)打桩可采用自中间向两个方向对称进行、自中间向四周进行、自一侧向单一方向进行,对于密集桩群,自中间向两个方向或四周对称施打;

(2)当一侧毗邻建(构)筑物时,由毗邻建(构)筑物处向另一方向施打;

(3)根据基础的设计标高,宜先深后浅;

(4)根据桩的规格,宜先大后小,先长后短;

(5)对于场地地层中局部含砂、碎石、卵石时,宜先对该区域进行压桩。

5. 终止沉桩的控制标准

锤击法沉桩终止锤击的控制标准应按以下原则:

(1)桩端持力层为一般土层时,以控制桩端设计标高为主,贯入度可作参考。

(2)桩端持力层为坚硬的黏性土、密实的粉土、砂土、碎石类土、风化岩时,以贯入度控制为主,桩端标高可作参考。

(3)打桩停锤的贯入度应通过原体试验确定,以最后 3 阵击,每阵锤击 10 次作为最后贯入度。PHC 桩打桩总锤击数宜小于 3000 击,最后 3 阵击贯入度宜小于 3~5mm/击。

(4)当遇到贯入度剧变,桩身突然发生倾斜、位移或有严重回弹、桩顶或桩身出现严重裂缝、破碎等情况时,应暂停打桩,并分析原因,采取相应措施。

静力压桩终压条件应符合下列规定:

(1)应根据现场试压桩的试验结果确定终压标准。

(2)终压连续复压次数应根据桩长及地质条件等因素确定。对于入土深度大于或等于 8m 的桩,复压次数可为 2~3 次;对于入土深度小于 8m 的桩,复压次数可为 3~5 次。

(3)稳压压桩力不得小于终压力,稳定压桩的时间宜为 5~10s。

6. 大面积施打辅助措施

施打大面积密集桩群时,应采取下列辅助措施:

(1)对预钻孔沉桩,预钻孔孔径比桩径(或方桩对角线)小 50~100mm,深度可根据桩距和土的密实度、渗透性确定,宜为桩长的 1/3~1/2;

(2)对饱和黏性土地基,应根据场地条件设置袋装砂井或塑料排水板;

(3)可设置隔离板桩或地下连续墙;

(4)可开挖地面防震沟,并可与其他措施结合使用;

(5)应控制打桩速率和日打桩量;

(6)沉桩结束后,可实施一次复打;

(7)应按照规定对桩顶上涌和水平位移进行监测。

7. 沉桩可行性分析评价

混凝土预制桩和钢桩的沉桩阻力由桩侧阻力和桩端阻力组成,在实际施工中,一般需要估算桩身穿过坚硬(密实)土层时的沉桩阻力以及桩沉至设计标高时的终止沉桩阻力。

目前大部分对沉桩阻力的分析评价是建立在静力触探试验和标准贯入试验等原位测试的基础之上,根据打桩设备的性能及工程经验分析评价沉桩的可行性。

根据柴油锤锤重分析评价桩进入(或穿越)地层的深度见表 15-22。

表 15-22　　根据锤重评价桩进入（或穿越）地层的深度

锤型		柴油锤						
		K25	K35	K45、D46	K60、D62	K72	K80、D80	D100
锤的动力性能	冲击部分质量（t）	2.5	3.5	4.5、4.6	6.0、6.2	7.2	8.0	10.0
	总质量（t）	6.5	7.2	9.6	15.0	18.0	17.0	20.0
	冲击力（kN）	2000～2500	2500～4000	4000～5000	5000～7000	7000～10000	＞10000	＞12000
	常用冲程（m）	*K* 取 1.8～2.3、*D* 取 1.8～3.7						
桩的规格	预制方桩、预应力管桩的边长或直径（mm）	350～400	400～450	450～500	500～550	550～600	600 及以上	600 及以上
	钢管桩直径（mm）	400	400	600	900	900～1000	900 以上	900 以上
黏性土、粉土	一般进入深度（m）	1.5～2.5	2.0～3.0	3.0～4.0	3.5～4.5	4.0～5.0		
	静力触探比贯入阻力 p_s 平均值（MPa）	4	5	＞7	＞7	＞7		
砂土	一般进入深度（m）	0.5～1.5	1.0～2.0	1.5～2.5	2.0～3.0	2.5～3.5	4.0～5.0	5.0～6.0
	标准贯入击数 *N*（实测值）	20～30	30～40	40～45	45～50	50	＞50	＞50
软质岩石	强风化	0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.5	2.0～3.0	2.5～3.0	3.0～4.0
	中等风化		表层	0.5	0.5～1.0	1.0～1.5	1.5～2.0	2.0～2.5
锤的常用控制贯入度（cm/10 击）		2～3	2～3	3～5	4～8	4～8	5～10	7～12

对于静压沉桩，在静压桩施工完成后，土体中超孔隙水压力开始消散，土体产生的固结强度逐渐恢复。从大量的工程实践看，黏性土中长度较长的静压桩其最终的极限承载力比压桩施工时的终压力要大，在某些土体固结系数较高的软土地区，静压桩最后获得的单桩竖向抗压极限承载力可比终压力值高出 1～2 倍，但是黏性土中的短桩，土体强度经一段时间的恢复，摩阻力虽有提高，但因桩身短，侧摩阻力占桩的极限承载力的比例差异不大，最终极限承载力达不到桩的终压力。

8. 沉桩对环境的影响分析与监测

（1）打入桩施工对周围环境的影响。打入桩施工会对周围环境产生一定程度的影响。与场地的地质条件、桩型、数量和密度、打桩的速率以及打桩的次序等有关系。在高灵敏性软土中打桩，桩周土中会产生很高的孔隙水压力，使先打入的桩向上浮起。在饱和松散的粉细砂或者填土中打桩时，可能会使地面下沉。如某火力发电厂工程由于打桩区内地面大量隆起，使得已打入的桩向上抬起，造成桩尖脱空。

（2）减少打桩对环境影响的预防措施。减少打桩对环境影响的预防措施主要有以下几种：

1）打设塑料排水板。通过打设塑料排水板，在土中形成竖向的排水通道，由于桩体挤土作用，排出孔隙水，从而减小超空隙水压力，减小挤土效应。

2）引孔。当打桩中需穿越较密实或坚硬地层时，常采用引孔的方法。在桩位进行钻孔取土，减少施工阶段桩身上部对浅层土的挤密效应，以减小沉桩时浅层土对桩的侧向阻力，降低施工难度。

3）合理安排打桩方向。打桩的流向对减少环境影响效果较好，背着建（构）筑物打桩比对着建（构）筑物打桩其挤压影响要小得多。

4）控制打桩速率。打桩速率是指每天的打桩数。每天入土桩数越多，孔隙水压力的积累越快，土的扰动越严重，因此打桩的影响越严重。特别是软土场地打桩后期打桩速率的影响特别敏感，必须加以控制。打桩速率控制应根据工程的具体情况以及周围环境确定。

5）挖沟保护。挖沟的深度通常不大于 2m，有时可在沟内填砂或建筑垃圾等松散材料，减少表层的挤压作用，对浅埋的管线能起到一定的保护效果。

（3）打桩监测包括以下内容：

1）垂直度监测。桩插入时的垂直度偏差应小于 0.5%。打桩过程中，用两台经纬仪从 90°夹角方向对桩身垂直度进行监测，并记录每米锤击数。

2）桩顶位移监测。通过实测沉桩过程中桩顶水平位移、沉降和隆起，保证桩位偏移在允许范围内，合理调整沉桩顺序和基坑的开挖速度。

3）孔隙水压力监测。对于软土地区，沉桩引起的

超孔隙水压力是导致土体位移、桩身偏移的直接原因，因而对超孔隙水压力监测，可预测土体位移、桩身偏移情况，确定沉桩后基坑开挖时间等。

4）深层土体位移监测。对于软土地区，通过实测沉桩过程中深层土体水平位移，以此来控制沉桩速率、优化施工参数，保证沉桩质量和周围建（构）筑物安全，保证沉桩顺利进行。

第七节 沉降控制复合桩基础

一、沉降控制复合桩基础设计

1. 沉降控制复合桩基础工作原理

复合桩基础是指桩与承台共同承担外荷载、按沉降要求确定用桩数量的低承台摩擦桩基础。软土地基宜采用桩身截面边长不大于 250mm、长细比在 80 左右的预制混凝土小桩，桩身混凝土强度 C25～C30。复合桩基础主要适用于较深厚软弱地基上、以沉降控制为主的建（构）筑物。在硬土层中考虑桩土共同作用设计桩基础时，桩身截面不受上述限制。

复合桩基础桩距一般在 5～6 倍桩身截面边长及以上，并按桩端穿过高压缩性土层、进入压缩性相对较低但不十分坚硬的持力层的要求确定桩长。当作用在承台底面的荷载长期效应组合值大于各单桩极限承载力标准值之和时，桩分担相当于各单桩极限承载力标准值之和的荷载，承台下地基土分担剩余荷载；反之，桩承担全部荷载。

2. 沉降控制复合桩基础设计基本原则

根据复合桩基础主要工作性状，可对其提出以下简化的但实用合理的三项设计基本原则。

（1）复合桩基础承台下地基土与桩基础最终分担的荷载和最终沉降量计算原则。当外荷载小于复合桩基础中各单桩极限承载为之和时，不计承台下地基土的分担作用，假定外荷载全部由桩承担，最终沉降量就是由桩承担全部外荷载作用下产生的沉降量。当外荷载等于或超过复合桩基础中各单桩极限承载力之和时，桩将始终保持分担相当于各单桩极限承载力之和的荷载，而承台下地基土则分担余下荷载，最终沉降量为桩分担的荷载所产生的沉降量与承台下地基土分担的荷载所产生的沉降量之和。

（2）复合桩基础整体极限承载力计算原则。一般情况下，复合桩基础桩数较少，而且大都采用沿轴线形式布桩，可以认为承台下地基土和桩基础本能充分发挥各自独立状态下的承载力，其整体极限承载力可近似等于其中所有各单桩的极限承载力与承台下地基土在无桩条件下的极限承载力之和。

（3）复合桩基础的结构设计原则。复合桩基础结构设计除需满足常规低承台摩擦桩基础要求外，在其桩身结构设计中，应注意在承台产生一定沉降时，桩可能接近或达到其地基土极限承载力的特点，同时桩数又相对较少，设计时除应使桩身结构承载力能满足相当于单桩地基土极限承载力的荷载外，尚应留有一定余地，以考虑实际单桩地基土极限承载力超过设计预估值的可能性，在承台结构设计中，应注意承台下地基土与桩分担外荷载关系随荷载作用时间变化的特点。

3. 沉降控制复合桩基础设计主要内容

沉降控制复合桩基础设计的主要步骤及其主要内容如下：

（1）选择桩型、桩端埋深及桩身截面。①选择桩型时，应注意复合桩基础和常规桩基础相比，桩数较少，桩身承受的荷载相对较大，有可能达到单桩极限承载力值，因此对桩身质量的要求相对较高，一般情况下应尽量选用桩身质量有比较可靠保证的桩型。②选择桩端埋深时，应根据上部荷载大小和地基土层的组成，按桩端尽可能穿过压缩性高的土层、进入压缩性相对较低的持力层，初步确定桩端埋深。③当桩端埋深初步确定后，可按由桩身结构强度大于单桩极限承载力并留有一定余地的原则选择桩身截面尺寸。

（2）初步确定承台底面积及其平面布置。

1）承台底面积的初步确定，由于复合桩基础中桩数较少，桩顶荷载可能达到单桩极限承载力。为确保复合桩基础有足够的安全度，可首先假定外荷载全部由承台单独承担，承台下地基土承载力仍有一定安全储备的原则，按规范公式初步确定承台底面积。

2）承台底面平面布置的初步确定。根据初步确定的承台底面积，按承台底面以上荷载准永久组合的合力作用点与承台底面形心基本重合的要求，初步确定承台平面布置。

（3）确定复合桩基础的桩数和桩位平面布置。

1）初步确定承台底面积和平面布置后，按复合桩基础的沉降计算原则，计算假定承台下有若干种不同桩数的布桩方案时相应的沉降量，求得桩数与沉降量之间的定量关系。根据得到的桩数与沉降量绘制桩数-沉降量曲线，当桩数不同于上述桩数时的沉降量可近似按线性插值法估算。

2）得到桩数与桩基础沉降量之间的关系后，就可根据建（构）筑物容许沉降量要求确定实际所需桩数，然后按该确定的桩数，根据承台底面以上荷载准永久组合的合力作用点与群桩形心基本重合的要求，进行桩位平面布置。

（4）验算复合桩基础整体承载力。得到初步确定的承台面积和确定的实际所需的桩数后，按有关公式验算复合桩基础整体承载力，以确保其满足承载力极

限状态要求。

（5）复合桩基础结构设计要点。除需满足常规桩基础中结构设计要求外，在复合桩基础桩身结构设计中，应注意在承台产生一定沉降时桩可能达到极限状态的特点，设计时除应使其能承受相当于单桩极限承载力的荷载，尚应考虑一定的超载可能性。

二、复合桩基础施工

预制混凝土小桩的沉桩方法主要有锤击法和压入法两种。不论采用锤击法或压入法沉桩，桩架均应平整，插桩竖直，对准桩位，沉桩前必须严格清除现场地面和地下障碍物。采用锤击法沉桩时，锤重宜用0.6t，严禁使用重锤。

预制混凝土小桩需用接桩时，应选用焊接法。接桩时预埋件表面应保持清洁，上下之间的间隙应用铁片填实焊牢，焊接时焊缝必须连续饱满，接桩时上下段桩的中心线偏差不得大于5mm，接桩处的弯曲矢高不得大于桩长1‰，且不大于15mm。

在预制混凝土小桩的沉桩过程中，采用锤击法时应做好锤击贯入度原始记录，采用压入法时应做好压桩阻力原始记录，并随时检查记录进行质量评定。

沉桩结束承台基坑开挖时，桩顶设计标高以上至少不小于 200mm 的土层应采用人工开挖清除，严禁超挖，严格保护桩顶部分免受损伤。

承台基坑开挖后，实际桩位在平面上与设计位置的容许偏差应符合有关规定要求。但采用轴线布桩方案时，其容许偏差在垂直轴线方向应小于 50mm，沿轴线方向应小于 70mm。承台基坑开挖后应绘制实测桩位平面图，并注明偏差方向和尺寸，提交设计单位。应根据实际偏差位置和数量的具体情况，采取相应的措施。

三、复合桩基础工程实例

某换流站位于上海市，站址区域地形平坦，自然地面平均高程约3.5m。500kV配电装置采用户内GIS，GIS 室跨度16m，高13m，长108m，GIS 大板基础采用沉降控制复合桩基础。

1. 地质条件

本工程场地地层编号按 DG J08-37《岩土工程勘察规范》进行，由于冲种成因，层序有倒转现象。换流站场地自上而下地层分布如下：①填土：素填土以灰黄色黏性土为主，厚度一般为0.2～1.40m，平均厚度0.46m。②$_1$褐黄色粉质黏土：可塑，厚0.30～1.50m，一般为 0.60m 左右，地基承载力设计值为 110kPa。①$_2$ 灰黑色泥炭质黏土：流塑～软塑，该层位于②$_1$褐黄色粉质黏土之下，厚度为0.2～0.6m。②$_2$ 灰黄色粉质黏土：可塑～软塑，层厚0.4～3.4m，地基承载力设计值为100kPa。③灰色淤泥质粉质黏土：流～软塑，平均厚度为10.62m左右，地基承载力设计值为70kPa。④$_1$ 暗绿色粉质黏土：硬塑～可塑，厚度2.00～3.90m。④$_2$ 褐黄色粉质黏土：硬塑～可塑，厚0.50～4.70m。④$_3$ 黄～灰黄色砂质粉土：稍～中密，厚1.00～6.30m。④$_4$ 灰色淤泥质粉质黏土：软塑，平均厚度约为8.60m。⑤灰色粉质黏土：可塑，夹薄层粉砂和粉土，该层较厚，未钻穿。

站址的设计基本地震加速度值为0.10g，地震烈度7 度，地下水埋深为0.8～1.8m，场地类别为Ⅲ类，土的类型为中软土。

2. GIS 设备基础的要求

换流站500kV GIS 设备由ABB 公司供货，ABB公司对基础的设计要求：基础上间距小于5m的任意2点，允许的相对沉降为5mm；基础上间距大于5m的任意2点，允许的相对沉降不大于0.1%。对于一般的天然基础，比较难达到要求； 在建（构）筑物的地基变形允许值中，国内规范对按不调整轨道考虑的桥式起重机轨面倾斜的允许值也达到0.3%。换流站位于上海的软土地基上，在表面硬壳层褐黄色粉质黏土下有一层压缩性很高、厚度达到10m 的软弱下卧层③灰色淤泥质粉质黏土，若采用天然地基，基础沉降量及沉降差较大，难以满足设备对沉降差的要求。

3. 复合桩基础设计

500kV GIS 设备基础的面荷载根据设备资料一般可取20kN/m^2，与基础自重应力相当。采用沉降控制复合桩基础，考虑桩土共同作用，所以承台下的地基土也要有一定的承载力。换流站的土层中有①$_2$ 灰黑色泥炭质黏土，性质较差，该层位于②$_1$ 褐黄色粉质黏土之下，厚度为0.2～0.6m。为避开该层土，基础埋深-1.80m，大板承台下地基持力层为②$_2$ 灰黄色粉质黏土层。承台基础的厚度相对较大，所以刚度也较大，基础的刚度也是可以控制基础倾斜的一个因素。

GIS 室内的设备基础分为两大块，一块面积约52m×6.3m，另一块面积约31m×6.7m。桩采用0.3m×0.3m×15m的混凝土预制方桩，桩基础持力层位于④$_1$暗绿色粉质黏土层，单桩设计承载力取350kN，单桩极限承载力580kN。GIS大板承台的桩距为2.2～3m，为7～10倍的桩径。考虑桩土共同作用，桩承担了约70%的总荷载（设备荷载+基础自重），其余由承台下的地基土承担。通过理论计算，大板承台的中心沉降量最大为7mm，基础上的任意2点间的沉降差均满足设备供应商的对基础的要求。

根据多年沉降观测数据，基础最大沉降量为5mm，沉降趋于稳定。

第十六章

地　基　处　理

电力工程地基处理一般是指用于改善和提高支承建（构）筑物的软弱地基（如软土、填土、液化土、湿陷性黄土等）的承载能力或改善其变形性质或渗透性质而采取的工程技术措施。

软弱地基所面临的工程问题主要有以下几个方面：承载力及稳定性问题、压缩及不均匀沉降问题、渗漏问题、液化问题、特殊土等特殊问题。当天然地基存在这些时，需采用地基处理措施以保证建（构）筑物上部结构的安全与正常使用。

地基处理工程的设计和施工质量直接关系到建（构）筑物的安全，如处理不当，往往会发生工程质量事故，且事后补救大多比较困难。因此，对地基处理要求实行严格的质量控制和验收制度，以确保工程质量。

第一节　地基处理基本知识

一、地基处理的适用条件

当地基岩土不能满足建（构）筑物地基强度、变形或稳定性要求，通过技术经济比较，桩基础方案不具有明显优势时，适宜采用地基处理。经加固处理后的地基称为人工地基。

1. 地基强度不满足要求的地层

地基土强度的高低是相对基础荷载而言。当基础荷载较大，即使基础底面以下地层强度较高，也不能满足承载力要求时，也属于强度不满足要求的地层。一般而言，软土、冲填土、杂填土、饱和松散的粉细砂或粉土等，对于电力工程荷载较大的建（构）筑物地基强度不满足要求的地层，是主要的地基处理对象。

2. 地基变形不满足要求的地层

对地基的变形要求取决于建（构）筑物上部结构的荷重和抗变形能力，不同的建（构）筑物有不同的变形要求。当地基抗变形能力不能满足要求时，也需要对地基进行处理。

3. 地基稳定性不满足要求的地层

地基稳定性不满足要求主要指由于地基强度较低，地基承载力不满足设计要求的情况。另外，地基稳定性不满足要求还包括地基失稳的情况，如可液化地层在地震条件下液化，采空区基础以下地层在自身荷重作用下塌落等。

4. 工程性质随环境条件有显著变化的地层

地基土或岩石在温度、水等环境条件变化时，总会有变形发生。当这种变形较为显著，可能引起基础和建（构）筑物的稳定或使用功能时，就成为地基处理的对象。这类地层种类较多，如受水环境影响的湿陷性黄土，受温度和水环境影响的膨胀土、盐渍土，受温度影响的冻土等。

二、地基处理方法

地基处理方法按不同的分类方法分类如下：

（1）按时间分，可分为临时处理和永久处理。

（2）按处理深度分，可分为浅层处理和深层处理。

（3）按处理机理分，可分为置换、夯实、挤密、排水、胶结、加筋、加热、冷冻等。一种地基处理方法可能有多重机理，如碎石桩，可能同时有置换、挤密、排水的作用；灰土桩同时有吸水和挤密作用。

（4）按处理对象分，地基处理方法分类及适用范围参见表16-1。

表 16-1　地基处理方法分类及适用范围

处理的原因	地层岩性或区段	处理方法	适用范围
强度或变形不满足要求	砂或粉土	机械碾压	大面积基坑，地下水位以上
		重锤夯实法	
		平板振动法	地下水位以上
	黏性土	强夯块石（碎石）墩法	厚度较小的淤泥或淤泥质土，可提高承载力，减小沉降
		排水固结法	厚度较大的饱和软土或冲填土地基，对于泥炭层要经试验验证其适用性
	不限	换填法	厚度较小的地层。部分处理时，应进行软弱下卧层验算

续表

处理的原因	地层岩性或区段	处理方法	适用范围
稳定性不满足要求	可液化地层	强夯法	大面积的砂或低饱和度的粉土。可同时提高地基承载力，减小沉降
		碎石桩法	可同时提高地基承载力，减小沉降
	采空区	注浆法	适用范围广
工程性质随环境条件有显著变化	湿陷性黄土	强夯法	适用于场地处理，兼作地基处理。饱和度 $S_r<60\%$
		重夯法	
		灰土挤密桩法	地下水位以上,深度为 5～10m 的湿陷性黄土，含水量不宜小于 12%。可同时提高承载力，减小沉降
		换填法	地下水位以上
		浸水法	自重湿陷性场地，湿陷等级Ⅲ级、Ⅳ级
	膨胀土	换土	将膨胀土用非膨胀土替换
		掺生石灰	适用于膨胀土作为填料的回填土场地
	盐渍土	换填法	适用于地下水埋深较大的浅层盐渍土地基和不均匀地基
		强夯法和强夯置换法	适用于盐渍土中的碎石土、砂土、粉土和低塑性黏性土地基以及由此类土组成的填土地基，不宜用于处理盐胀性地基
		砂石（碎石）桩法	适用于处理溶陷性盐渍土中的松散砂土、碎石土、粉土、黏性土和填土地基
		浸水预溶法	适用于处理厚度不大、渗透性较好的无侧向盐分补给的盐渍土地基。黏性土、粉土以及含盐量高或厚度大的盐渍土地基，不宜采用该法

三、地基处理方案的确定和优化

（一）地基处理方案选择需要的基础资料

在确定地基处理方案前，应对以下条件和资料进行调查和收集。

1. 场地岩土工程条件

场地岩土工程条件是确定地基处理方案的基础资料，岩土工程勘察工作深度应达到满足地基处理方案设计的深度，如果无岩土工程勘察资料或资料深度不足，应根据实际情况进行补充勘察，搜集工程建设场地水文地质资料。

2. 设计资料和要求

建（构）筑类型、荷载、基底压力、对地基强度和变形的要求等是确定地基处理方案的主要基础资料；建设工期、造价等因素也要综合考虑。

根据工程经验，不同单机容量的火力发电厂主要建（构）筑物对复合地基承载力特征值的一般要求见表 16-2。

表 16-2　火力发电厂主要建（构）筑物对复合地基承载力特征值的一般要求

单机容量（MW）	复合地基承载力特征值（kPa）
300 级	≥220
600 级	≥280
1000 级	≥300

不同电压等级的变电站（换流站）主要建（构）筑物对复合地基承载力特征值的要求见表 16-3。

表 16-3　变电站（换流站）主要建（构）筑物对复合地基承载力的要求

电压等级（kV）	复合地基承载力特征值（kPa）
220～500 级	≥150
1000 级	≥180

需要说明的是，表 16-2 和表 16-3 中的数值是对复合地基承载力的最低要求，只要满足表中数值要求，即可通过适当调整基础底面积大小和埋深以满足地基承载力计算要求。实际工程地基处理后的承载力要求，需结合建（构）筑物特征，在经济技术分析后确定。

变电站成套设备、轨道对基础差异沉降的要求是 1/500，相邻基础的沉降差小于 10mm。

3. 地基处理场地环境条件

地基处理时会对周边环境产生一定影响。地基处理前应对周边环境进行调查，搜集处理范围以内和附近地下管线或障碍物的分布情况和资料。

如强夯或重锤夯实法产生振动，会对附近建（构）筑物和设备基础产生影响，噪声会影响居民的休息、学习或工作；固结排水法会对处理范围以外的地基土体产生侧向变形和附加沉降，对周边管线或建（构）筑物产生影响。

地基处理场地内地下管线或障碍物的分布、原有建（构）筑物或其基础、杂填土中的硬块等都会给地基处理产生影响。

4. 地基处理地方经验

电力工程及地区地基处理经验是经过大量工程实践检验的成功方法的总结。地基处理方法往往在地基

处理材料来源是否充足、施工机具是否适宜、加固效果是否满意、工程造价是否合理等方面占有优势地位。结合具体工程，应考虑地基处理方案是否满足工期和造价的要求。

当地地基处理的经验教训对于确定地基处理方案也有重要的参考价值。当拟采用当地原有失败案例的地基处理方法时，要认真分析原有失败方案与现拟采用方案的差异，分析地基方案的可行性，进行充分的论证，必要时进行原体试验验证。

（二）确定地基处理方案步骤

1. 推荐可行的地基处理方案

根据场地岩土工程条件、建（构）筑物设计要求、周边环境条件、当地经验、工期和造价等要求，再结合具体地基处理方案涉及的原材料、机具、施工经验等，初步选择几种技术和经济上可行的地基处理方案。

在初选地基处理方案时，还应考虑加强建（构）筑物上部结构或基础的结构或构造措施，如软土地基上采用加强上部结构的刚度和整体性，能有效地减小地基不均匀变形。

根据建（构）筑结构类型、荷载大小及使用要求，结合地形地貌、土层结构、土质条件、地下水特征、周围环境和相邻建（构）筑物等因素，初步选定几种可供考虑的地基处理方案。另外，在选择地基处理方案时，应同时考虑上部结构、基础和地基的共同作用；也可选用加强结构措施和处理地基相结合的方案。

2. 技术经济比较

对初步选定的各种地基处理方案，分别从处理效果、材料来源及消耗、施工机具条件、施工进度、处理费用、环境影响等方面进行认真的技术经济分析和对比，根据安全可靠、施工方便、经济合理等原则，因地制宜选出最适宜的地基处理方案。值得注意的是，每一种地基处理方法都有一定的适用范围、局限性和优缺点，没有一种地基处理方案是万能的，必要时也可选择两种或多重地基处理方法组成的地基处理综合方案。

3. 原体试验

对已选定的地基处理方法，应按建（构）筑物重要性和场地复杂程度，选择岩土工程条件、环境条件等有代表性的场地上进行相应的原体试验，并进行必要的测试以验算设计参数和检验处理效果。如达不到设计要求时，应查找原因、采取措施或修改设计以达到满足设计的要求为目的。

电力工程原体试验一般安排在初步设计阶段进行，以便为施工图设计阶段地基处理提供必要设计参数，优化设计，节约建设投资。

4. 地基处理方案优化

根据原体试验结果，结合场地岩土工程条件、总图布置以及建（构）筑物要求，对原体试验结果进行分析评价，确定地基方案的适宜性，对适宜的地基方案进行进一步优化，确定最终的电力工程地基处理方案。

地基土层的变化是复杂多变的，确定地基处理方案及地基处理方案的优化，要有一定工程经验的工程技术人员参加分析讨论，对重大地基处理工程的设计要请专家参加。有一些重大的地基处理工程，由于设计人员的缺乏经验和过分保守，往往使很多方案确定的不合理，浪费也是很严重的，必须引起有关人员的高度重视。

第二节　换填垫层法

一、概述

换填垫层法是将建（构）筑物基础底面下一定范围内的软弱土层或不均匀土层挖出，然后分层填入强度较高的材料并夯实或压实至要求的密实度的地基处理方法。

按换填材料不同，垫层材料可采用砂石、砾石、碎石（或卵石）、灰土、素土、粉煤灰、工业废渣以及其他性能稳定、压缩性低、无腐蚀和辐射性的材料。

换填垫层法的主要特征是通过“换土”或铺垫，形成一个具有一定厚度的人工垫层，成为建（构）筑物地基的持力层。

根据工程经验，换填垫层法适用于浅层软弱地层、不良地层或不均匀地层的地基处理，常采用整体换填和局部换填的处理方式。

当软弱或不良地层较厚无法全部置换时，下卧土层应满足强度与变形要求。

换填垫层法方法适用于地下水位埋深以上。当经过分析论证，安全与技术经济合理时，也可通过降低地下水位后采用换填方案。

山区或洪积扇地区基岩起伏往往较大、基础下出露石芽及大块漂石等形成不均匀岩土地基，可通过将凸起的岩块去掉，基底铺垫适当厚度（通常 300～500mm）的松散材料并压实，使地基沉降相对均匀，此法又称回填“褥垫”法。

湿陷性黄土地基和遇水软化地基不应采用砂石、砾石、碎石（卵石）等透水垫层。

当地基需要采取排水固结措施时，宜采用排水垫层。

当地下水有腐蚀性时，宜采用不透水垫层。当地下水流速较大时，应考虑采用抵抗潜蚀和冲刷能力的垫层。

二、原理

1. 压实原理

当土体颗粒受外力作用之后，内部应力发生变化，失去原来的平衡状态，颗粒之间克服摩阻力，彼此移动，互相填充，出现新的排列，孔隙减小，密度增大。施加的外力愈大促使颗粒移动、充填的能量愈大，土体愈趋密实。当土体密实至一定程度之后，颗粒间的孔隙甚小，这时再增大压实功能，干密度也不会有大的增长，这时的干密度也就是通常所说的最大干密度。

压实方法不同，施加于土体上作用力的大小及作用原理不同，压实效果也不同，如采用夯实法时，土体承受的是冲击力；采用平碾时，土体承受的是碾碌的重力；采用振动碾时，土体不但承受碾的重力，还要承受振动力，实质上是净重产生的静力和振动产生的压力波的动力联合作用，在土体内产生压应力和剪应力的结果。

2. 压实指标

换填垫层的碾压指标可按压实系数控制，其取值标准应根据建（构）筑物类型和荷载大小确定。压实系数为土的控制干密度与最大干密度的比值，土的最大干密度采用击实试验（分为轻型击实试验和重型击实试验）确定。

换填垫层的压实效果应满足压实系数的要求，不同垫层材料的压实系数见表 16-4。

表 16-4　不同垫层材料的压实系数

垫层材料	垫层材料的压实系数λ_c
素土	0.90～0.97
灰土	0.92～0.97
砂土垫层	0.94～0.97
粉煤灰垫层	0.90～0.95

当采用轻型击实试验时，压实系数宜取高值；采用重型击实试验时，压实系数可根据工程情况取低值。

砾石、碎石、卵石垫层最大干密度可通过现场试验或振动台试验确定。缺乏工程经验和试验资料时，可根据材料性质、粒径大小，最大干密度取 2.1～2.2t/m^3。

三、设计

（一）垫层方案选择

换填垫层方案的选择应根据建（构）筑物设计要求、场地的岩土工程条件、地下水条件、当地的换填材料、施工环境、施工机械等因素经技术经济比较后综合确定。

根据电力工程经验，电力工程建（构）筑物换填垫层地基处理方案的选择可参照以下原则：

（1）火力发电厂中的主厂房、烟囱、冷却塔等主要建（构）筑物对地基承载力要求高，对变形敏感，可优先考虑级配砂石、圆砾（角砾）、碎石（卵石）垫层，该类垫层具有压实性能好、透水性强、填筑密度大、抗剪强度高、沉降变形小、承载力高等工程特性，而且施工质量易于控制。也可根据工程需要采用 2:8（或 3:7）灰土垫层，灰土垫层稳定性好，变形小。大量电力工程试验结果表明，灰土换填垫层地基承载力大大超过一些规范限制的数值，而且后期强度不断增长，但灰土垫层施工易造成扬尘，在扩建工程中应慎用。

（2）火力发电厂附属和辅助建（构）筑物，变电站建（构）筑物等，可考虑选择砂石垫层、灰土（或素土）垫层等。

（3）道路、堆场和地基承载力要求不高的一般建（构）筑物，可考虑选择粉煤灰垫层、矿渣垫层。粉煤灰垫层承载力一般不高、水稳定性差，采用掺加剂时，应通过试验确定其性能及适用条件；矿渣垫层其粒径、级配和施工工艺等应通过试验确定；易受酸、碱影响的建（构）筑物基础或地下管网不得采用矿渣垫层；大量填筑粉煤灰、矿渣时，应考虑对地下水和土壤的环境影响。

（4）当地基土为湿陷性黄土、膨胀土时，不应选用砂砾等透水材料作垫层。

（5）细砂、粉砂不宜用于地下水位以下垫层。

（6）垫层承载力要求高的工程以及使用新垫层材料的工程，应进行现场碾压试验确定碾压工艺、质量控制标准及其强度和变形参数（比如颗粒粒径、级配、硬度、含泥量、铺填厚度、碾压遍数、承载力、变形模量等），试验检测成果作为设计和施工以及方案优化的依据；对于小型工程以及对沉降变形要求不高的工程，也可以不进行试验或采取比较简易的方法试验，在达到规范要求的压实标准后，按要求进行质量检测。

（二）垫层材料要求

1. 素土土料

素土土料可选择粉质黏土、粉土等，并应符合下列要求：

（1）不应混入耕（植）土、垃圾、淤泥质土和冻土块。

（2）不应采用膨胀土、盐渍土及有机质含量超过 5%的土。

（3）土料应过筛使用，土块粒径不应大于 20mm。当含有碎石颗粒时，其粒径不宜大于 50mm。

2. 灰土灰料

灰料可选择生石灰、消石灰等，并应符合下列要求：

（1）块状生石灰应加水熟化为消石灰粉并应过筛，其中不得混有粒径超过 5mm 的结块，不得含有未熟化的生石灰块及其他杂物。

（2）生石灰、消石灰的要求应符合 JCT 479《建筑生石灰》和 JCT 481《建筑消石灰》的有关规定。对活性稍差的石灰，可通过试验适当提高石灰的掺合比。

3. 砂石料

砂石料可选择中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、碎石、卵石等，并应符合下列要求：

（1）砂石料应质地坚硬，具有抗风化和抗浸水软化的能力。

（2）砂石料中不应含有耕（植）土、淤泥质土和其他杂物，有机质含量不应大于 4%，含盐量不应大于 0.5%。

（3）当用作透水垫层时，砂石料中含黏粒和粉粒量不宜超过 4%。

（4）地下水位以下的砂石垫层，黏粒含量（粒径 d<0.075mm）不应超过 5%。

（5）对粗颗粒垫层材料应对最大粒径、颗粒级配、含泥量提出要求并进行控制。

（6）当采用人工级配材料时，应进行颗粒级配掺合试验，以确定最大干密度和最佳颗粒级配。根据工程经验，粒径 d>5mm 的粗粒组占 70%～80%较适宜。当天然砂石级配不良时，可采用添加人工砂料、石料的方式进行改良。目前人工石料多采用 30～70mm 的骨料再加上石粉拌合后使用，拌合比例应能确保级配良好，以便达到最佳的压实效果。

（7）当天然砂石料含泥量、含盐量超标时，通过冲洗的办法也是可行的。目前盐渍土的评价方法，对粗颗粒土具有放大作用。对于新疆、甘肃等地的戈壁卵石、砾石料，可根据含盐量、颗粒粒径等因素进行专题研究，以便分析其作为垫层材料、基坑回填料的可行性及回填方案。

4. 粉煤灰料

粉煤灰料选择应符合下列要求：

（1）粉煤灰应具有化学性质稳定、级配较好及颗粒坚固等条件，通过压密或掺入适量的人工胶结材料（如石灰、水泥）时可作为垫层材料单独或混合使用；

（2）粉煤灰应符合放射性安全标准的要求。大量填筑使用粉煤灰时应考虑重金属离子等对地下水及土壤的环境影响，粉煤灰垫层中的金属构件、管网宜采取适当防腐措施。

5. 矿渣及其他工业排渣

矿渣及其他工业排渣选择应符合下列要求：

（1）材料质地应坚硬、性能稳定和无放射性危害；

（2）使用时应有充分依据或成功工程经验。

（三）垫层厚度

垫层厚度设计一般应遵循以下原则：

（1）下部未处理的土层应满足承载力设计要求；

（2）垫层和下部地基土总的变形量应满足建（构）筑物允许变形要求，包括差异变形；

（3）符合其他工程目的需要，如隔水性、排水性、防冻胀等；

（4）垫层厚度应考虑该种材料在填筑后自身稳定的条件，在材料种类、施工方法及工期安排等方面应加以综合考虑；

（5）当软土层较薄时，应予全部挖除置换。

换填垫层的厚度 z 应根据需置换软弱土的深度或下卧土层的承载力确定，并符合式（16-1）的要求：

$$p_z+p_{cz}=f_{az} \tag{16-1}$$

式中 p_z——相应于荷载效应标准组合时垫层底面处的附加压力值，kPa；

p_{cz}——垫层底面处土的自重压力值，kPa；

f_{az}——垫层底面处经深度修正后的地基承载力特征值，kPa。

垫层底面处的附加压力值 p_z 可分别按式（16-2）或式（16-3）计算，垫层压力分布见图 16-1。

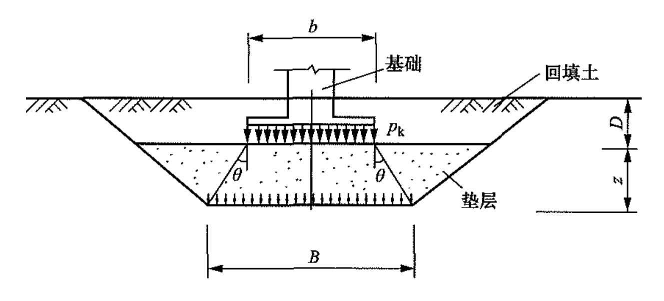


图 16-1 垫层压力分布图

条形基础垫层底面处的附加压力值 p_z 可按式（16-2）计算。

$$p_z=\frac{b(p_k-p_c)}{b+2z\tan\theta} \tag{16-2}$$

矩形基础垫层底面处的附加压力值 p_z 可按式（16-3）计算。

$$p_z=\frac{bl(p_k-p_c)}{(b+2z\tan\theta)(l+2z\tan\theta)} \tag{16-3}$$

式中 b——矩形基础或条形基础底面的宽度，m。

l——矩形基础底面的长度，m。

p_k——相应于荷载效应标准组合时基础底面处的平均压力值，kPa。

p_c——基础底面处土的自重压力值，kPa。

z——基础底面下垫层的厚度，m。

θ——压力扩散角，有试验资料时按试验数据取值；无试验资料时可按表 16-5 采用。

表 16-5　不同材料的压力扩散角 θ　（°）

z/b	换填材料		
	中砂、粗砂、砾砂、角砾、圆砾、卵（碎）石、矿渣	粉质黏土、粉土、粉煤灰	灰土
0.25	20	6	28
≥0.50	30	23	

注 1．当 $z/b<0.25$ 时，除灰土取 $\theta=28°$ 外，其余材料均取 $\theta=0°$，必要时宜由试验确定；

2．当 $0.25<z/b<0.5$ 时，θ 值可内插；

3．土工合成材料加筋垫层宜由现场静载荷试验确定。

（四）垫层顶面和底面宽度

1．垫层的顶面宽度

垫层的顶面宽度一般宜超出基础底边线 400mm，或满足从垫层底面向上开挖放坡的要求，垫层的底面宽度 b_z 应满足基础底面应力扩散的要求，可按式（16-4）确定：

$$b_z=b+2z\tan\theta \qquad (16\text{-}4)$$

对于湿陷性黄土场地和膨胀土场地，垫层的顶面宽度尚应符合现行国家有关标准的规定。

2．垫层的底面宽度

垫层的底面宽度原则上可根据应力扩散角决定。由于垫层的压缩模量在设计前较难准确给出，且垫层本身尚有构造需要，不能完全按 GB 50007《建筑地基基础设计规范》规定的应力扩散角设计，因此当垫层性质较好时，可小于该宽度的规定范围；当用于湿陷性黄土的隔水和饱和砂土抗液化措施处理时，应加宽垫层；当受到相邻建（构）筑物基础影响而无法满足垫层应力扩散宽度的要求时，下卧层承载力的核算应按垫层实际宽度考虑，如不能满足下卧层承载力条件，则应考虑采取其他的加固措施。

（五）垫层地基变形计算

1．变形计算方法

换填垫层的地基变形计算可按天然地基的变形计算方法进行计算。除灰土垫层外，一般情况下，换填材料的重度、垫层的密实度比天然土层要大，所以在变形计算时，对下卧层顶面上的附加应力，应同时考虑因换填垫层材料后较原天然土层增加的重量。同时，在进行变形计算时还应考虑临近建（构）筑物基础荷载对软弱下卧层顶面应力叠加的影响。

2．灰土垫层

灰土垫层压缩性很小，一般地基沉降计算时，可不计灰土垫层部分的压缩量。

（六）常用垫层承载力

1．素土垫层的承载力

由于素土种类各地差别很大，因此设计指标（如最优含水量、最大干密度、颗粒组成、压实后的物理力学指标等）和施工控制参数应在岩土工程勘察阶段通过试验取得。在有经验的地区，也可按室内试验和地区经验取用。当对其取值不高时，也可直接设计。在无实测数据的情况下，素土垫层的承载力特征值不宜超过 180kPa。

2．灰土垫层的承载力

（1）从化学反应要求看，只要土中掺合很少量的石灰，就可产生很好的固化效应。考虑到大面积施工，难于拌合均匀，故灰土垫层中石灰与土料的比例常用体积配合比控制，一般采用 2:8，土料较湿时，可采用 3:7。当所需承载力不高时，也可采用 1:9。

（2）当电力工程中的主要建（构）筑物承载力设计值要求大于 250kPa 时，宜通过载荷试验确定。目前在一些大中型电厂工程中，承载力特征值已用到 400kPa 以上。大量载荷试验表明，试验荷载加到 1000kPa 仍未破坏，说明其潜力较大。

（3）灰土垫层地基类似软质岩石类地基，经载荷试验得出的值往往很高，所以不再进行深度和宽度修正。一些工程实践证明灰土垫层随时间的推移，其强度在一定时间内还会不断提高。

（4）灰土垫层的物理力学性质指标应通过室内土工试验或现场试验等方法确定，其承载力特征值应通过静载荷试验确定。

3．砂石垫层的承载力

砂石垫层的承载力宜通过试验确定。当缺乏试验资料时，中粗砂垫层地基的承载力特征值不宜大于 250kPa，圆砾、角砾垫层地基的承载力特征值不宜大于 350kPa，卵石、碎石垫层地基的承载力特征值不宜大于 500kPa。实践证明，碾压密实、级配良好、材质坚硬的砂砾石和碎石垫层可具有 300～700kPa 的地基承载力特征值，许多载荷试验表明碎石（卵石）垫层加压 2000kPa 以上仍未破坏。

山东某火力发电厂工程，主厂房、烟囱、冷却塔等地基处理采用人工级配碎石垫层，承载力特征值取 700kPa。陕西某火力发电厂工程，主厂房、烟囱等地基处理采用天然级配圆砾垫层，承载力特征值取 550kPa。

上述两个工程经垫层处理的地基，长期观测资料表明其总变形和差异变形均满足规范要求。

4．粉煤灰垫层的承载力

粉煤灰垫层的承载力宜通过试验确定。当缺乏试验资料时，其承载力特征值不宜大于 200kPa。由于粉煤灰的成分复杂、粒径变化大，压实质量与含水量密切相关。根据经验，碾压密实、级配良好的粉煤灰垫层，承载力特征值可达 180～300kPa。

四、施工

1. 垫层施工一般要求

换填垫层的施工工艺相对比较简单，质量容易监控，是比较常用的地基处理方法。对不同垫层而言，应符合下列要求：

（1）垫层施工前应进行验槽，确认土质条件是否符合设计要求。当不能立即施工垫层时，宜保留300～500mm厚的保护层；当基底为极易风化或易软化的地层时，应立即采取封闭措施。寒冷地区过冬还应有防冻措施。

（2）下卧层为淤泥或淤泥质土层时，应防止其被扰动、受冻或受浸泡，必要时设置300～500mm厚的碎石或卵石垫层，以防止淤泥或淤泥质土层的局部破坏。软土上设置碎石等粗颗粒材料，可有效防止橡皮土的产生，如果淤泥或淤泥质土层厚度较小，在碾压荷载下抛石能挤入该层底面时，可采用抛石挤淤处理。

（3）垫层的施工方法、分层铺填厚度、碾压遍数可视场地条件、材料性质和碾压、夯击设备的能力等通过试验确定。

（4）当垫层底部在一个基坑内有不同标高的台阶时，应按先深后浅的原则分层铺填。

（5）当整片垫层施工需要分片作业时，片间的接茬位置宜布置在不同建筑单元交界处，不得在柱基、墙角及承重墙下接缝。上下两层的缝距不得小于500mm。接缝处应夯压密实。

（6）垫层的底部和顶面的施工标高允许偏差为±20mm，粗颗粒垫层可为±25mm。

（7）当垫层底部存在古井、洞穴、旧基础、暗塘等软硬不均的情况时，应根据上部建筑对不均匀沉降的要求予以处理，并经检验合格后，方可施工垫层。

（8）在建筑场地堆放、粉碎及拌合材料时，应有环境保护措施。

（9）垫层施工结束后应按要求进行检验，未经检验或检验质量不符合要求的垫层，不得作为地基持力层。验收合格后应及时进行基础施工与基坑回填。

2. 素土垫层施工要求

素土垫层的施工质量主要取决于土的含水量，通常控制在最优含水量 w_{op}±2%范围内，当压实功能较大时应取低值；素土垫层施工期间，应采取排水、防雨、防冻和防曝晒等措施，直至移交或进行上部基础施工；施工中如果出现橡皮土现象，应及时采取处理措施。

素土垫层压实系数计算应注意轻型击实和重型击实试验指标的选择，其分层铺填厚度应根据压实机械或夯击设备的能力确定，必要时就铺填厚度、夯碾设备和夯碾工艺先行试验后再用于大面积施工。

对于小型简单工程，夯、碾遍数宜为5～8遍。素土垫层铺填厚度见表16-6。

表16-6 素土垫层铺填厚度

压实方式	铺填厚度（mm）
人力夯击	150～200
蛙式夯、平碾	200～250
常规振动碾	300～350

3. 灰土垫层施工要求

（1）灰土应拌合均匀，过筛后使用，拌合好的灰土，搁置时间不宜超过12h，从拌合开始到碾压或夯实结束，不宜超过24h。

（2）灰土碾压和夯实应在最优含水量下进行；当采用重型机械碾压时，其含水量可比击实试验的最优含水量低4%～5%，这样可达到更好的压实效果。

（3）灰土中石灰的含量是一个很敏感的因素，石灰稍少，干密度即可提高，所以必须保证灰土比例符合要求且拌合均匀，避免造成干密度虚高的假象。

（4）灰土碾压或夯实的遍数、铺填厚度，应根据灰土料和机械设备的具体情况通过现场试验确定。小型简单工程可按素土垫层的施工要求执行。

（5）灰土与素土不同，由于其强度主要依赖于化学胶结，一旦固结，结构破坏后强度即受到很大损失，因此碾压后应及时检测干密度。发现不合格时应及时补压，防止延后补压破坏已固化的垫层。

（6）根据经验，灰土碾压3～5d后，性质逐渐稳定，对天气变化如降雨、冻胀等就有相当好的抵抗力，但在此之前应进行养护。灰土是一种气硬性材料，如完全处于水下养护，其强度是难于增长的，所以在水下条件工作（受力或隔水等）的灰土垫层，应延长干燥施工时间，最好是一周以后恢复水位。

4. 砂石垫层施工要求

（1）砂石垫层施工应根据场地地质条件和垫层材料性质的不同选择适宜的密实方法，一般平振法适用于砂垫层，夯实法、碾压法适用于各类材料的砂石垫层。

（2）碾压时应避免粗或细颗粒集中现象，试验资料表明，对于圆砾、角砾、碎石、卵石垫层，采用12t及以上振动压路机时，每层铺填厚度宜为400～600mm，对于变形要求严格的重要建（构）筑物，目前多采用400mm的铺填厚度，施工中应重点关注颗粒级配、含泥量以及人工石料拌合的均匀性。

（3）当砂石垫层下为软弱土层时，应采取适宜的施工工艺，控制运输路线，必要时对基底临时疏干和降低含水量，防止对地基土的扰动破坏。

（4）砂石垫层的最大粒径一般不宜大于70mm，

当碾压或夯实能量较大时，最大粒径可按 150mm 控制，但不得大于 1/2 分层厚度，其含量不应超过碾压总体积的 20%，且应分散分布。

5. 粉煤灰及其他工业排渣垫层的施工要求

粉煤灰及其他工业排渣垫层的施工要求可参照素土、灰土或砂石垫层的有关要求。目前粉煤灰和其他工业排渣垫层，还缺乏经验，使用时应进行试验，以取得可靠的设计指标与施工质量控制标准。

五、检验

垫层施工过程中的跟踪质量检验是质量控制的核心，是隐蔽工程质量评价信息的主要来源。如遇压实系数不能满足设计要求时，可及时分析原因，采取补压、局部返工等方法进行处理，避免在施工完成后，发现问题难以补救，造成工期和资源浪费。垫层的质量检验必须分层进行，且应在压实系数符合设计要求后才能进行下一层施工。

（一）垫层施工质量检验

1. 垫层质量检验方法

垫层质量检验应根据垫层性质选择下列方法：

（1）对素土、灰土、粉煤灰和砂垫层可采用环刀取样、轻型动力触探、标准贯入试验、静力触探试验和静载荷试验等方法检测。检验砂垫层使用的环刀容积不应小于 200cm^3。静力触探试验、标准贯入试验检验通常在垫层全部完成后进行。干密度检验时，宜用切削法取得环刀试件，取样深度应在该层顶面下 2/3 层厚处，并具有代表性。

（2）对圆砾与角砾、卵石与碎石、矿渣等粗颗粒垫层，压实系数可采用灌砂法、灌水法等方法进行检验，施工质量可采用动力触探试验、静载荷试验等方法检测。当砂石垫层有可靠的试验指标时，也可采用按垫层夯实度指标检测，夯实度为夯实后的分层厚度与铺填厚度的比值。

（3）当采用工程物探方法进行检测时，应通过试验对比分析确认其可靠性。随着科学技术的快速发展，新的检测方法也在不断出现，比如核磁密度仪，具有方便、快速的特点，工程中鼓励使用新的技术与方法，但应确认其可靠性并取得建设单位、设计单位与监理单位的认可。

2. 垫层质量检验工作量布置原则

因各地垫层材料和经验的不同，垫层每一分层内的检验点数量也有差异，宜符合下列规定：

（1）小面积垫层，每 100m^2 取样 2 处，每层不少于 4 处；

（2）超过 2000m^2 的大面积垫层，每 100～500m^2 取样 1 处，每层不少于 8 处；

（3）独立基础下的垫层，每层 2～4 处；

（4）条形基础下的垫层，每 50～100m 取样 2 处，每层不少于 4 处；

（5）砾石、碎石、卵石等粗颗粒垫层的取样或检测点数量一般取小值，接茬、留坡回填处应加密检查。

（二）垫层竣工验收

垫层竣工验收检测应符合下列要求：

（1）当一级建（构）筑物地基、素土垫层承载力特征值要求大于 180kPa，灰土垫层和中砂垫层承载力特征值要求大于 250kPa，砂砾石垫层承载力特征值要求大于 350kPa 时，应进行静载荷试验。

（2）素土垫层静载荷试验应在施工完成后不少于 14d 进行；灰土垫层静载荷试验应在施工完成后不少于 28d 进行。

（3）静载荷试验点数量可按单体工程数量或建筑地段面积确定，每评价单元宜为 3 点。其承压板面积应根据垫层的厚度确定，通常不宜小于 0.5m^2。

六、实例

（一）工程概况

山东某火力发电厂四期工程，建设两台百万千瓦超超临界机组，该发电厂主厂房等主要建（构）筑物采用了碎石垫层换填地基处理方案，自 2005 年 4 月开工建设，2007 年 7 月全部投产，至今运行良好。

（二）岩土工程条件

工程场地地貌属于山前冲洪积平原与冲积平原的过渡地带，地形总体上呈现东高西低之势。场地地震动峰值加速度为 0.075g，地震动反应谱特征周期值 0.38s，建筑场地类别为Ⅱ类。

厂区上部地层为第四系松散堆积物，厚度一般 26～50m，其下伏地层为石炭系、二迭系基岩，上部地层岩性特征及分布状况如下：

①$_1$层：粉质黏土，黄褐色、褐黄色，湿，可塑状态。见大孔隙、虫孔及植物根须，含少量砂砾，结构性较差。层厚 0.9～4.5m，地基承载力特征值为 130kPa。

①$_2$层：粉质黏土，褐黄色～棕黄色，很湿～饱和，可塑状态，含少量砂砾及铁锰质结核。该层分布均匀，层厚 0.5～3.9m，地基承载力特征值为 220kPa。

①$_3$层：粉质黏土，褐黄色～棕黄色，湿～很湿，可塑状态，含少量砾砂及铁锰质结核，层厚 1.7～16.9m，地基承载力特征值为 230～290kPa。

①$_4$层：粗砂或砾砂，灰黄～棕黄色，湿～很湿，中密状态，分选较好，级配较差，成分以石英长石为主，局部混黏性土，常以透镜体出现，地基承载力特征值为 200～300kPa。

②层：第四系洪积～残积层，岩性以砾砂混粉质黏土为主，棕黄色～灰绿色，湿～很湿，密实状态，层厚 2.1～27.2m，地基承载力特征值为 310～330kPa。

地下水类型属孔隙潜水，主要来源为山前洪积平原和冲积平原上游地下水的侧向补给，地下水位埋深为 0.56～2.36m。

（三）碎石垫层初步设计

本工程场地地基条件复杂，机组荷载较大，采用碎石垫层换填处理，重点需要考虑垫层的承载力、下卧层的承载力，还有施工降水问题和地基不均匀沉降问题。通过对埋深为 9～11m 的粉质黏土下卧层进行水下载荷试验，确定地基承载力特征值为 290kPa。

根据估算，碎石垫层的承载力特征值取 500～600kPa，换填厚度 3m，变形可满足要求。

（四）碎石垫层碾压试验

碎石垫层碾压试验单层铺填厚度为 400mm，极限承载力为 2000kPa，沉降值为 9.96mm，考虑到大面积施工的一些不利因素，综合分析推荐承载力特征值为 700kPa，变形模量为 80MPa，静载荷试验曲线见图 16-2。

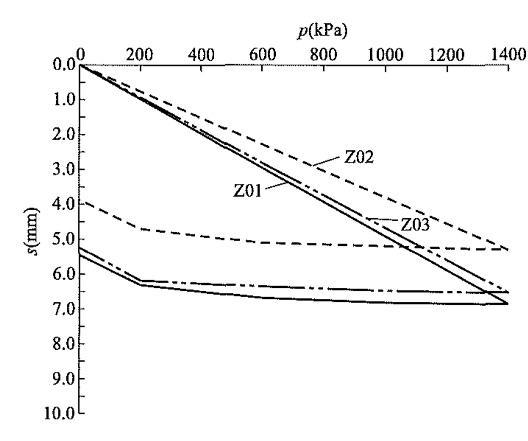


图 16-2 碎石垫层载荷试验 p-s 曲线

（五）碎石垫层碾压施工

1. 基坑开挖及降水

在基坑开挖前，首先进行井点抽水，稳定水位埋深大于基底深度 1.5m，且稳定 24h 后，进行基坑开挖。开挖至基底后预留 300mm 的保护层，采用人工开挖至基底标高，防止对基底土层的扰动。

2. 碎石料配置

碎石垫层采用人工级配碎石料，混合碎石料和石粉的拌合比例为 6:1～7:1，最大粒径 80mm，粒径 60～80mm 的含量控制在 10%左右，小于 5mm 颗粒控制在 25%±3%。

3. 碎石铺填

基坑开挖至基底标高并经验收合格后，从基坑最低处开始铺填，每层铺填厚度控制在 400mm 左右，要求粗颗粒不出现集中现象，含水量控制在 4%～6%。

4. 施工碾压

使用的压路机自重 120kN，激振力为 243.4kN，机械行走速度 2km/h。每层平碾一遍，而后振动碾压 6 遍，碾压压茬按 1/3 幅度控制。

（六）建（构）筑物沉降观测

电厂主厂房、锅炉在施工期间进行了沉降观测，在两台机组全部投产后 194d 的沉降量不超过 100mm，说明建（构）筑物沉降基本稳定。

7 号主厂房沉降观测点平均沉降曲线见图 16-3，最大沉降 21mm，最小沉降 6mm，运行后沉降速率 0.01mm/d，局部倾斜值小于 0.1%，施工期间沉降占总沉降量的 95%。

8 号主厂房沉降观测点平均沉降曲线见图 16-4，最大沉降 12mm，最小沉降 8mm，运行后沉降速率 0.005mm/d，局部倾斜值 0.05%，施工期间沉降占总沉降量的 92%。

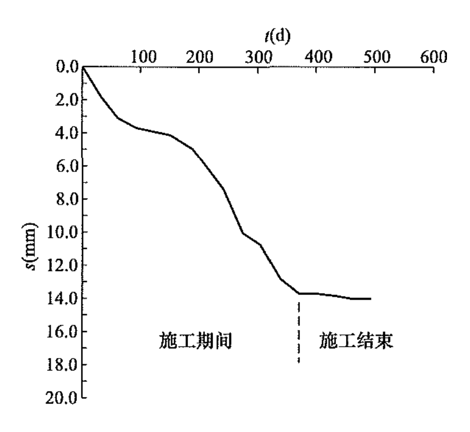


图 16-3 7 号主厂房平均沉降曲线图

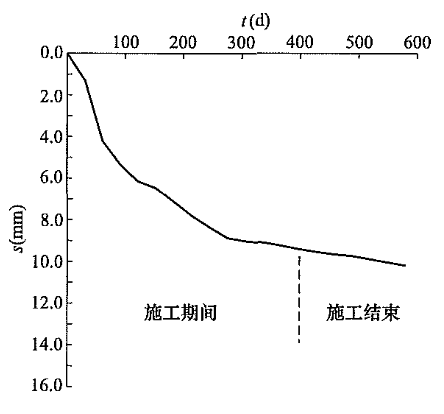


图 16-4 8 号主厂房平均沉降曲线

沉降观测数据表明，施工期间变形量占总沉降量 90%以上，建（构）筑物总沉降量很小且沉降均匀，远小于 100～200mm 的建（构）筑物容许沉降。

第三节 预 压 法

一、概述

预压法是指在建（构）筑物建造之前，对工程建设场地进行加载预压，使地基的固结沉降基本完成，并提高地基土强度的一种地基处理方法。

适合采用预压法处理的土有淤泥质土、淤泥、冲填土等软弱土层。通常需在地基中设置砂井、塑料排水带等竖向排水通道以加速土的固结、缩短预压时间。

采用预压法，应预先进行场地岩土工程勘察，查明以下主要内容：

（1）土层在水平、竖直方向的分布、层理变化。

（2）查明透水层的位置、地下水补给情况等。

（3）通过土工试验确定土层的孔隙比与固结压力的关系、不同压力段下的固结系数、先期固结应力、渗透系数等。

（4）查明土层的抗剪强度指标。抗剪强度指标应通过十字板剪切试验、室内三轴剪切试验、无侧限抗压强度试验等方法确定。

对重要的电力工程建设项目，当缺乏实际工程经验时，应在现场选择试验区先进行预压试验，在预压过程中应进行地基竖向变形、侧向位移、孔隙水压力等项目的监测，并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验等，获取预压过程中地基固结变形、强度增长与时间的关系。根据预压试验结果，优化地基处理设计，并指导工程的预压法地基处理施工。

二、原理

根据加压方式的不同，预压法可分为堆载预压、真空预压、真空-堆载联合预压等，其中堆载预压和真空预压法最为常见。

1. 堆载预压

堆载预压根据荷载时间的方式分为如下三种：

（1）等载预压。即在建（构）筑物建造以前，对场地先进行堆载预压，待建（构）筑物施工时再移去预压荷载。

（2）自载预压。即利用建（构）筑物本身的重量分级施加荷载，最终达到设计荷载，这种预压方式在国内多个火力发电厂的煤场和堤坝工程中已有应用。

（3）超载预压。在预压过程中，施加的荷载大于使用荷载，待沉降满足要求后，将超载移去，再进行后续工程建设。

2. 真空预压

真空预压法是在需要加固的软土地基内设置砂井或塑料排水带，形成竖向排水通道，然后在地面铺设砂垫层，其上覆盖不透气的密封膜与大气隔绝，通过埋设于砂垫层中带有滤水孔的分布管道，用真空装置进行抽气，膜内压力从大气压力 p_a 降低至 p_v 形成压差 $\Delta p=p_a-p_v$。此压差工程上称为“真空度”，该“真空度”通过砂垫层和竖井作用于地基土，从而引起土中孔隙水向排水通道和砂垫层的渗流，孔隙水压力逐渐降低，有效应力不断提高。因此真空预压加固地基的过程是在总应力不变的条件下，孔隙水压力降低、有效应力增加的过程。

真空预压适用于处理以黏性土为主的软弱地基。当存在粉土、砂土等透水、透气层时，加固区周边应采取密封措施确保膜下真空度满足设计要求。对塑性指数大于 25 且含水量大于 85%的淤泥，应通过现场试验确定其适用性。

真空预压不适用于在加固区范围内有较厚透水层并有充足水源补给的地基。火力发电厂工程条件适宜的煤场、贮灰罐、贮煤罐等的软基加固及边坡和码头岸坡等加固工程均可采用真空预压。

三、设计

（一）竖向排水体设计

竖向排水体的布置应符合“细而密”的原则，其直径和间距应根据地基土的固结特性、要求达到的平均固结度和工期要求等因素计算确定。

普通砂井直径可取 200～500mm，间距按井径比 n（砂井等效影响圆直径 d_e 与砂井直径 d_w 之比，即 $n=d_e/d_w$）为 6～8 选用。

袋装砂井直径可取 70～120mm，间距可按井径比 15～22 选用。

塑料排水带的当量换算直径可按式（16-5）计算，井径比可采用 15～22。

$$d_p=\frac{2(b+\delta)}{\pi} \tag{16-5}$$

式中　d_p——塑料排水带当量换算直径，cm；

b——塑料排水带宽度，cm；

δ——塑料排水带厚度，cm。

竖向排水体的平面布置可采用等边三角形或正方形排列。

竖向排水体等边三角形排列时，等效圆直径 d_e 与间距 L 的关系见式（16-6）。

$$d_e=1.05L \tag{16-6}$$

竖向排水体正方形排列时，等效圆直径 d_e 与间距 L 的关系见式（16-7）。

$$d_e=1.13L \tag{16-7}$$

对以变形控制的建（构）筑物，竖向排水体深度应根据在限定的预压时间内需完成的变形量确定，一般宜穿透受压土层。

对以地基稳定性控制的建（构）筑物，竖向排水体深度应超过最危险滑动面 2m。如压缩层厚度不大，竖向排水体深度应穿透压缩层。如压缩层厚度内有砂层或砂层透镜体，竖向排水体深度应穿透砂层；若无砂层，应按压缩层深度考虑。一般情况下竖向排水体深度为 10～25m。

竖向排水体的布置范围一般比建（构）筑物基础外轮廓线向外扩大 2～4m 或更大，在竖向排水体顶面

铺设厚度 0.5～1m 的砂垫层。

（二）地基固结度计算

通过固结度计算，可以推算地基的强度增长，并进行地基稳定分析，推算各个时期的沉降量。固结度与竖向排水体的布置、排水边界条件、固结时间、地基的固结系数等因素有关。

实际工程中的荷载认为是逐级施加的。一级或多级等速加荷条件下，当固结时间为 t 时，对应总荷载的地基平均固结度，JGJ 79《建筑地基处理技术规范》建议按式（16-8）计算。

$$\overline{U}_t=\sum_{i=1}^{n}\frac{\dot{q}_i}{\sum\Delta p}\left[(T_i-T_{i-1})-\frac{\alpha}{\beta}e^{-\beta t}(e^{\beta T_i}-e^{\beta T_{i-1}})\right] \tag{16-8}$$

式中　$\overline{U}_t$——t 时间地基的平均固结度。

$\dot{q}_i$——第 i 级荷载的加载速率，kPa/d。

$\Sigma\Delta p$——各级荷载的累加值，kPa。

T_{i-1}，T_i——分别为第 i 级荷载加载的起始和终止时间（从零点计算），d。当计算第 i 级荷载加载过程中某时间 t 的固结度时，T_i 改为 t。

α，β——参数，根据地基土排水固结条件按表 16-7 采用，对竖向排水体地基，表中所列 β 为不考虑涂抹和井阻影响的参数值。当竖向排水体采用挤土方式施工时，应考虑涂抹对土体固结的影响。当竖向排水体纵向通水量 q_w 与天然土层水平向渗透系数 k_h 的比值较小，且长度较长或固结压缩后塑料排水带变折效应明显时，尚应考虑井阻影响。

表 16-7　　α 和 β 值

参数	排水固结条件		
	竖向排水固结 $\overline{U}>30\%$	向内径向排水固结	竖向和向内径向排水固结（竖向排水体穿透受压土层）
α	$\frac{8}{\pi^2}$	1	$\frac{8}{\pi^2}$
β	$\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$	$\frac{8C_h}{F_n d_e^2}$	$\frac{8C_h}{F_n d_e^2}+\frac{\pi^2 C_v}{4H^2}$

注　1. H 为地基土孔隙水竖向排水距离，cm。

2. C_h 为土的径向排水固结系数，cm^2/s。

3. C_v 为土的竖向排水固结系数，cm^2/s。

4. $\overline{U}$ 为双面排水土层或固结应力均匀分布的单面排水土层平均固结度。

5. $F_n=\frac{n^2}{n^2-1}\ln(n)-\frac{3n^2-1}{4n^2}$。

6. n 为井径比。

（三）地基某点某一时间的抗剪强度

对于正常固结饱和黏性土地基，JGJ 79《建筑地基处理技术规范》推荐按式（16-9）计算某点某一时间的抗剪强度。

$$\tau_{ft}=\tau_{f0}+\Delta\sigma_z U_t\tan\varphi_{cu} \tag{16-9}$$

式中　τ_{ft}——t 时刻，该点土的抗剪强度，kPa；

τ_{f0}——拟处理地基土的抗剪强度，kPa；

$\Delta\sigma_z$——附加荷载在该点引起的竖向固结压力，kPa；

U_t——地基土该点在时间 t 时的固结度，%；

φ_{cu}——内摩擦角，(°)。由三轴固结不排水试验测定，也可根据拟处理地基十字板剪切试验和测定点土自重压力的比值确定。

（四）沉降计算

估算堆载预压期间沉降的发展情况可为调整排水系统和加压系统的设计提供依据，还可估计施工期间因地基沉降而增加的土石方量，估计工程完工后尚未完成的沉降量。

1. 理论公式法

建（构）筑物地基某时间的总沉降量 s_∞ 可表示为瞬时沉降量 s_d、固结沉降量 s_c 和次固结沉降量 s_s 之和，见式（16-10）。

$$s_\infty=s_d+s_c+s_s \tag{16-10}$$

瞬时沉降是在荷载施加后立即发生的那部分沉降量，它是由剪切变形引起的。固结沉降指的是主要由于主固结而引起的沉降量。次固结沉降是土骨架在持续荷载下发生蠕变所引起的。

目前工程中，固结沉降量 s_c 通常采用单向压缩分层总和法计算，见式（16-11）。

$$s_c=\xi\sum_{i=1}^{n}\frac{e_{0i}-e_{1i}}{1+e_{0i}}\Delta h_i \tag{16-11}$$

式中　e_{0i}——第 i 层中点土的自重应力所对应的孔隙比。

e_{1i}——第 i 层中点土的自重应力和附加应力之和所对应的孔隙比。e_{0i} 和 e_{1i} 可从固结试验所得到的 e–p 曲线上查得。

Δh_i——第 i 层土层厚度，m。

ξ——经验系数，可按地区经验确定。无经验时对正常固结饱和黏性土地基可取 1.1～1.4；荷载较大或地基软弱土层厚度较大时应取较大值。

软黏土的瞬时沉降量 s_d 一般按弹性理论公式计算，但由于其中的弹性模量和泊松比不易准确地测定，因此影响计算结果的精度。

次固结沉降的大小和土的性质有关。泥炭土、有机质土或高塑性黏土土层，次固结沉降占很可观的部

分，而其他土则所占比例不大。

在荷载作用下地基的沉降随时间的发展可用式（16-12）计算。

$$s_t = s_d + \overline{U}_t s_c \tag{16-12}$$

式中 s_t——t 时间地基的沉降量，mm；

$\overline{U}_t$——t 时间地基的平均固结度。

2. 实测沉降推算法

根据实测沉降曲线，可采用三点法对总沉降进行推测。从实测的沉降-时间（即 s–t）曲线上选择荷载停止后任意三个时间 t_1、t_2 和 t_3，并使得 $t_3 - t_2 = t_2 - t_1$，根据固结度的相关理论可推算最终总沉降量 s_∞ 和瞬时沉降量 s_d，见式（16-13）和式（16-14）。

$$s_\infty = \frac{s_3(s_2 - s_1) - s_2(s_3 - s_2)}{(s_2 - s_1) - (s_3 - s_2)} \tag{16-13}$$

$$s_d = \frac{s_t - s_\infty(1 - \alpha e^{-\beta t})}{\alpha e^{-\beta t}} \tag{16-14}$$

$$\beta = \frac{\ln\left[(s_2 - s_1)/(s_3 - s_2)\right]}{(t_2 - t_1)}$$

式中 α——系数，根据表 16-7 查得；

s_1, s_2, s_3 ——分别对应于 t_1、t_2、t_3 时刻的沉降；

s_t——从 s–t 曲线上选取任意时间 t 时的沉降，计算 β 和 s_∞ 时，和时间起点无关，但当应用式（16-14）计算 s_d 时，其中 t 应从修正零时点算起。

3. 真空预压法沉降计算的影响因素

对于真空预压法地基处理的设计，还需考虑以下影响因素：

（1）膜内真空度。真空预压效果与密封膜内所能达到的真空度大小关系极大。根据国内一些工程的经验，当采用合理的施工工艺和设备，膜内真空度一般可维持在 80kPa（600mm 汞柱）的真空压力，此值可作为最低膜内设计真空度。

（2）要求达到的平均固结度。平均固结度一般可采用 80%的固结度。如工期许可，也可采用更大一些的固结度作为设计要求。

（3）沉降计算。由于真空预压周围土产生指向预压区的侧向变形，因此，根据工程经验，按单向压缩分层总和法计算所得的固结沉降应乘以一个小于 1 的经验系数方可得到最终的沉降值。该经验系数可取 0.8～0.9。

（4）预压区面积和形状影响。真空预压效果与预压区面积大小及长宽比等有关。实测资料表明，预压区面积越大，加固效果越明显。预压区平面形状对加固效果也有影响，预压区形状应尽可能接近正方形，预压区面积在考虑施工场地条件等因素后，应尽可能大。

（5）真空预压的范围。实测资料表明，预压区中心和边缘的真空度相近。预压区的大小需根据工程的要求确定，一般应大于建（构）筑物基础外缘所包围的范围，以保证基础附加应力影响范围土的强度增量相差不大、沉降比较均匀，减小建（构）筑物使用期间的不均匀沉降。

四、施工

（一）堆载预压施工控制重点

堆载预压法施工过程需重点控制加载速率和卸荷标准。

1. 加载速率

加载速率应根据地基土的渗透特性确定，在保证地基土不受破坏和强度增长的条件下可连续加载。一般应满足以下条件：

（1）地基最大竖向变形量不应超过 15mm/d；

（2）堆载预压边缘处水平位移不应超过 5mm/d；

（3）根据上述观测资料综合分析、判断地基的承载力和稳定性。

2. 卸荷标准

当堆载预压达到下列标准时方可进行卸荷：

（1）对主要以沉降控制的建（构）筑物，预压消除的变形量满足设计要求，且软土层的平均固结度达到 80%以上；

（2）对主要以地基承载力或抗滑稳定性控制的建（构）筑物，地基土经预压后增长的强度应满足设计要求。

（二）真空预压施工控制重点

1. 真空分布滤管埋设

真空分布滤管埋于排水砂垫层中，同已施工完成的排水系统起到排水和传递真空预压荷载的双重作用。真空分布滤管一般设在排水砂垫层中部，当排水砂垫层较厚时，一般在滤水管上有 10～20cm 砂覆盖层为宜，但应防止尖锐物露出砂面刺穿密封膜。真空分布管的滤水孔，一般采用 ϕ8～ϕ10mm，间距 5cm，三角形排列。真空分布滤管直径根据加固软基的固结排水量大小及射流真空泵的特性选用，一般情况下选用 ϕ50mm 即可。

2. 真空密封系统施工

当被加固软基中存在砂性土层时，应在砂性土中掺入黏土并搅拌均匀，降低其渗透性，达到真空密封的要求。

表层密封要做好以下几方面的措施：

（1）选择气密性好、抗老化能力强、韧性好、抗穿刺能力强的密封膜材料，如线性聚乙烯专用薄膜。

（2）密封膜的热合与黏结应牢固。

（3）预压面积较大时，考虑到可能出现的搭接不够或运输损坏等问题，密封膜一般应补铺一层，以确保膜的密封性，或者采取化整为零的方式，分块热合、

铺设。

（4）做好真空密封膜的周边密封，一是要将密封膜的边缘埋入真空密封条件好的原状土层中且埋入深度不小于1.5m；二是在泥底中的膜用黏性土埝底，并需设置压膜沟两个透气水的边界，同时增加密封膜的覆盖压力。

（5）严禁在密封膜周边10m内设沟。

（6）选用密封效果好的密封件。

（7）采取膜周边密封辅助措施，如封闭式板桩土墙加沟内覆水及围埝内覆水等。

3. 真空加载设备

真空预压荷载施加系统由真空泵、真空连接管、止回阀、截门与串膜装置连接形成。

根据国内外工程实践，真空泵一般采用普通真空泵或射流真空泵。在预压期间，要随时注意泵的运转情况及其真空效率，当泵的真空度小于95kPa时，应进行检查和维修。射流真空泵的设置，可根据周边土层密封特性、加固面积大小及宽度大小、真空泵效率等因素并结合工程经验确定。为缩短施加真空预压荷载时间确保分布均匀和连续预压，以每个加固区设置两台泵为宜。当加固面积超过2000m^{2}且加固深度小于20m时，对于软黏土，按每台射流真空泵承担1000m^{2}的加固面积进行设置。

真空管路应具有满足总排水量所需要的过水断面，能承受抽真空过程的径向压力，真空管路间的各连接点需严格进行密封处理，以保证真空度在管内传递不受损失，并使排水畅通，还要注意在高真空作用下真空管内层脱胶堵塞孔道。

4. 竖向排水体

竖向排水体可采用袋装砂井或塑料排水带，也可采用普通砂井。

对塑料排水带或7cm直径的袋装砂井，间距一般可在1.00～1.50m范围内选用，具体应根据允许的预压工期等试算确定。竖向排水体深度应根据软土层厚度、设计要求在预压期间完成的沉降量和拟建建（构）筑物地基稳定性的要求，通过计算确定。排水井尽量选用单孔截面大、排水阻力较小的塑料排水带。

当采用袋装砂井时，对砂井砂料的渗透性要有要求，有条件时应尽量选用渗透系数大的砂料作排水材料，或采用较大直径的竖向排水体。当采用小直径袋装砂井时，应考虑砂井阻力的影响，例如袋装砂井直径为7cm，长10m，间距1.30m，土层的固结系数为$1\times10^{-3}cm^2/s$。当砂井渗透系数小于$5\times10^{-2}cm/s$时，则需考虑砂井阻力的影响。

5. 真空预压荷载的施加步骤

（1）安装出膜装置。主要包括真空泵出膜装置、膜下真空压力量测出膜装置、监测传感元件出膜装置。

（2）按已设定的出膜装置，安装好真空泵、真空管、离心泵与真空泵连接管路。

（3）接好泵、真空管及膜内真空压力传感器，并测记初读数。

（4）连接好真空管、连接管及排水管。

（5）在加固范围内按设计要求在密封膜上布设沉降观测点，在布设过程中对密封膜采用保护措施，压好座底，防止倾倒刺破密封膜。

（6）开动离心泵进行真空抽气，直至膜内真空度逐渐稳定在80kPa以上，这个过程一般需要3～10d。

（7）在距加固边缘大于50m以外的区域，有效视距范围内选取测量点及临时后视点，并定期校核。

五、检验

（一）检验及监测内容

1. 施工监测

预压法处理工程的施工监测应包括下列内容：

（1）应进行地基竖向变形、侧向位移和孔隙水压力等监测。

（2）真空预压、真空–堆载联合预压工程，还应同时进行膜下真空度和地下水位监测。

（3）应及时整理分析监测数据，监控地基处理效果，指导施工。

2. 质量检验

预压法处理工程的质量检验应包括下列内容：

（1）对塑料排水带应进行纵向通水量、复合体抗拉强度、滤膜抗拉强度、滤膜渗透系数和等效孔径等性能指标现场随机抽样测试；

（2）对不同来源的砂料，应取样进行颗粒分析和渗透性试验；

（3）对以地基抗滑稳定性控制的工程，应在预压区内预留孔位，在加载不同阶段进行原位十字板剪切试验和取土进行室内土工试验；

（4）加固前的地基土检测，应在打设塑料排水带或砂井之前进行。

（二）检验标准

预压法处理地基的检验标准见表16-8。

表16-8 预压法处理地基检验标准

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
主控项目	1	预压荷载	%	≤2	水准仪
	2	固结度（与设计要求相比）	%	≤2	根据设计要求采用不同方法
	3	承载力或其他强度指标	设计要求		按规定方法

续表

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
一般项目	1	沉降速率（与控制值相比）	%	±10	用水准仪测量
	2	竖向排水体或塑料排水带位置	mm	±100	用钢尺测量
	3	竖向排水体或塑料排水带深度	mm	±200	插入时用经纬仪检查
	4	插入塑料排水带的回带长度	mm	≤500	用钢尺测量
	5	塑料排水带或竖向排水体高出砂垫层的距离	mm	≥200	用钢尺测量
	6	插入塑料排水带的回带比例	%	<5	目测

六、实例

1. 堆载预压实例

自载预压属于堆载预压的一种，在国内多个软土地区的火力发电厂煤场工程中已有成功应用。

江苏某滨湖火力发电厂煤场经预压后，淤泥质土固结度达93%，地面最大沉降量为420mm，土体最大侧向变形为42.5mm，十字板剪切强度由未处理前的15kPa增长到40kPa以上，地基承载力从50kPa提高到110kPa。

浙江某火力发电厂的煤场经自载预压处理600d后，固结度达90%，地面最大沉降约1125mm，土体最大侧向变形约80mm。

2. 真空联合堆载预压实例

江苏某发电厂，场地为长江三角洲冲积平原的河漫滩地，浅部地基为淤泥质土，地基承载力及变形均不满足煤场堆载要求。

采用真空-堆载联合预压对其进行了处理。真空预压荷载为80kPa，抽真空7～10d后开始堆载，堆土荷载为60kPa，高度为3.5m，总荷载约140kPa，超载16.7%，加荷速率小于8kPa/d。

地基经处理后取得了明显效果，平均固结度达到了85%以上，平均工后沉降小于60mm，地基土物理力学指标改善明显，强度得到提高，容许堆煤高度由7m提高到了12m。

第四节　强　夯　法

一、概述

强夯法是将重锤从高处自由落下给地基土以强大的冲击力和振动能量，将地基土夯实，从而提高地基的强度，降低其压缩性，改善地基土的工程性质。强夯法具有加固效果显著、施工设备简单、施工方便、节省劳力、施工期短、节约材料和施工费用低等优点，适用于处理碎石土、砂土、低饱和度的粉土与黏性土、湿陷性黄土、杂填土和素填土等地基。

强夯法在电力工程各类建（构）筑物及堆料场地基处理中广泛应用。

如陕西某发电厂主厂房、烟囱等主要建（构）筑物采用8000kN·m高能级强夯，锤重最大达440kN，有效处理厚度达到9m，地基土的湿陷性全部消除，地基的整体性和均匀性得到明显加强，地基承载力大于300kPa，变形模量大于20MPa。

河南某火力发电厂也采用高能级强夯对湿陷性黄土进行了地基处理。

山区填方地基的深厚填土可以采用分层回填强夯处理，如贵州某火力发电厂采用分层强夯，分层回填厚度6～8m，单击夯击能4000kN·m，最大回填厚度35m。

二、原理

1. 动力密实机理

采用强夯加固多孔隙、粗颗粒、非饱和土，即用冲击型动力荷载，使土体中的孔隙减小，土中的气相（空气）被挤出或孔隙中气泡被压缩，土体变密实，从而提高地基土强度。

2. 动力固结作用

用强夯法处理饱和细颗粒土，巨大的冲击能量在土中产生很大的应力波，破坏了土体原有的结构，使土体局部发生液化并产生许多裂隙，增加了排水通道，使孔隙水顺利逸出，待超孔隙水压力消散后，土体固结。由于细粒土的触变性，地基强度得到提高。

三、设计

（一）强夯地基处理方案的选择

强夯地基处理方案的选择宜考虑以下主要内容：

（1）场地岩土工程条件、上部结构及基础设计资料，以及建（构）筑物对地基的要求，了解地基条件对强夯地基处理的适宜性。

（2）对于拟采用强夯处理的人工填土地基，还应详细了解填土场地原始地表的地形地貌、地表植被、地表水分布及在填土前的地表处理、排水和清淤等情况，了解填土的回填方式、岩土成分、土石比及颗粒级配等。

（3）根据工程的要求和地基存在的主要问题，确定强夯地基处理的目的、处理范围和处理后要求达到的各项指标。

（4）调查工程场地周围的环境情况、电力工程建设项目当地强夯地基处理施工经验，对于有特殊要求的工程，了解相似场地上同类工程的处理经验和使用情况等。

（5）强夯施工对周边环境的影响。

（二）有效加固深度

重要电力工程强夯有效加固深度应通过原体试验确定。在初步设计阶段缺少试验资料或经验时，可按表 16-9 预估有效加固深度。

表 16-9　　强夯的有效加固深度　　（m）

单击夯击能 E（kN·m）	碎石土、砂土等粗颗粒土	粉土、粉质黏土、湿陷性黄土等细颗粒土
1000	4.0～5.0	3.0～4.0
2000	5.0～6.0	4.0～5.0
3000	6.0～7.0	5.0～6.0
4000	7.0～8.0	6.0～7.0
5000	8.0～8.5	7.0～7.5
6000	8.5～9.0	7.5～8.0
8000	9.0～9.5	8.0～8.5
10000	9.5～10.0	8.5～9.0
12000	10.0～11.0	9.0～10.0

强夯法的有效加固深度应从最初起夯面算起。单击夯击能 $E>12000$kN·m 的电力工程实例较少。

（三）夯点布置与间距

1. 夯点布置

强夯夯点的布置主要根据建（构）筑物基础底面形状，通常采用三角形（等边三角形、等腰三角形）或正方形布置。

2. 夯点间距

夯点间距通常根据所加固土层的厚度、地基土条件，通过试夯效果确定。

一般为夯锤底面直径的 1.6～2.6 倍。采用多遍夯击时，第一遍的间距最大，可取夯锤直径的 2.5～3.5 倍，第二遍的夯点插在第一遍夯点之间，以后各遍夯点间距可适当减小。这样可先夯实深部土层，再挤密浅部土层，提高夯击效果。

（四）夯击次数与遍数

1. 夯击次数

夯点的夯击次数根据现场试夯绘制单点夯击数与夯沉量关系曲线（N-s 曲线）确定。随着夯击数的增加，每击的夯沉量逐渐减少并趋于一个定值，亦即 N-s 曲线逐渐趋于平缓。

确定夯击次数要求最后两击平均夯沉量宜满足表 16-10 的要求，且夯坑周围地面不应发生过大的隆起，不因夯坑过深发生提锤困难。

表 16-10　　强夯法最后两击平均夯沉量

单击夯击能 E（kN·m）	最后两击平均夯沉量（mm）
$E<4000$	50
$4000\leqslant E<6000$	100
$6000\leqslant E<8000$	150
$8000\leqslant E<12000$	200

2. 夯击遍数

夯击遍数应根据地基土的性质确定，一般情况下应采用点夯 2～4 遍。

对于渗透性弱的细粒土，必要时夯击遍数可适当增加。

最后以低能量满夯 2 遍，满夯可采用轻锤或低落距锤多次夯击，锤印搭接 1/4。

（五）夯击工艺组合

强夯法施工工艺不同能级组合为高能级处理深层，中能级处理中间层，低能级处理浅层，满夯处理表层。

对处理厚度较大或单击夯击能较大的工程，为使深层土得以加固，第一遍夯点（主夯）的间距要大，第二遍夯点（间夯）往往布置在第一遍夯点的中间，最后一遍以较低的夯击能进行夯击，称为“满夯或搭夯”。

（六）间歇时间

相邻夯击遍数的间隔时间取决于土中超孔隙水压力的消散时间，也与土体性质有关。

（1）细粒土饱和度较高，极易产生超孔隙水压力且消散慢，需要较长的间歇时间。

（2）粗粒土和湿度较低的细粒土、回填土，超孔隙水压力消散快或不会产生较大的超孔隙水压力，间歇时间可适当缩短。

（3）当缺少实测资料时，可根据地基土的渗透性初步确定间歇时间。

1）对于渗透性较差的黏性土及饱和度较大的软土地基的间隔时间应不少于 2～3 周；

2）对于渗透性较好且饱和度较小的地基可连续夯击。

（七）强夯加固范围

强夯加固处理范围应符合下列要求：

（1）强夯加固处理范围应大于建（构）筑物基础范围，每边超出基础外缘的宽度宜为基底下设计处理深度的 1/2～2/3，并不宜小于 3m；

（2）对可液化地基基础外缘的处理宽度不应小于 5m；

（3）当细粒土强夯地基表面存在松动薄弱层时，应予挖除处理，再铺设相应厚度的人工垫层；

（4）对湿陷性黄土地基，应符合 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》的规定。

（八）强夯地基承载力及变形计算

强夯地基承载力特征值应通过现场载荷试验确定，初步设计时可根据类似工程经验和处理前地基土的原位测试和土工试验指标综合分析后预估。

强夯地基变形应按 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定计算确定，夯后有效加固深度内土层的压缩模量应通过原位测试和土工试验确定。

四、施工

1. 施工准备

强夯施工前的准备工作应包括如下主要内容：

（1）强夯施工前应对场地条件进行必要的调查，避免施工对邻近建（构）筑物及设施造成不利影响。

（2）进行场地平整，预先估计强夯后可能产生的平均地面变形，并以此确定夯前地面高程。

（3）当地下水位较高，夯坑底积水影响施工时，宜采用人工降低地下水位或铺设一定厚度的松散材料。

（4）湿陷性黄土地基冬季施工应在未冻结状态下进行，并清除冰雪冻土块。

（5）雨季施工应在雨前将夯坑推填整平，采取覆盖待强夯区域并设置良好的排水设施。

（6）施工区不得积水，地基浸水含水量过大时，应晾晒或换土后再继续施工。

2. 施工设备

强夯夯锤重量一般为 100～600kN，其底面形式宜采用圆形。为了提高夯击效果，锤体中应均匀地设置若干个上下垂直贯通的通气孔，通气孔直径一般为 300～400mm，以利于夯锤着地时坑底空气迅速排出和起锤时减小坑底的吸力。

起重设备一般采用带有自动脱钩装置的履带式起重机或其他专用设备。按施工设计要求的落距选用合适的起重设备，其有效起吊高度和外伸范围应保证能顺利施工。在夯锤起吊和脱钩时，吊臂应保持平稳，使起吊高度和夯锤下落点位保持不变。

3. 强夯施工

强夯施工应严格按规定的强夯施工设计参数和工艺进行，并符合下列规定：

（1）起夯面整平标高允许偏差为±100mm。

（2）夯点位置允许偏差为 200mm。当夯锤落入坑内倾斜较大时，应将夯坑底填平后再夯。

（3）夯点施工中每个夯点应达到要求的夯击数、夯坑深度，最后两击的夯沉量符合设计要求。

（4）强夯过程中不应将夯坑内的土移出坑外。当有特殊原因确需挖除部分土体或工艺设计需用基坑外土填入夯坑时，应在计算夯沉量中扣除或增加移动土的土量。

（5）施工过程中应防止因降水或曝晒原因使土的湿度偏离设计值过大。

4. 施工监测

施工过程中除了严格遵照施工步骤外，还应有专人负责下列工作：

（1）开夯前应检查夯锤重量和落距，以确保单击夯击能量符合设计要求。若夯锤使用过久往往因底面磨损而使重量减轻，落距未达到设计要求的情况在施工中也常发生，这些都会影响单击夯击能。

（2）在每遍夯击前，应对夯点放线进行复核，夯完后检查夯坑位置，发现偏差或漏夯应及时纠正。

（3）施工过程中应按设计要求记录每个夯点的夯击次数和每击的夯沉量。

（4）由于强夯施工的特殊性，施工中所采用的各项参数和施工步骤是否符合设计要求，在施工结束后往往难以进行检查，故施工过程中应对各项参数及施工情况进行详细记录。

5. 强夯振动的影响

强夯施工时有一定的振动影响，强夯施工可能危及邻近原有建（构）筑物和运行设备的安全，造成建（构）筑物墙体开裂，影响设备运行等。强夯施工也会影响场地正在施工的建（构）筑物地基处理的效果、灌注桩基础施工质量和正在砌筑工程的施工。

当强夯施工对位于振动影响范围内的建（构）筑物或设备、仪表产生影响时，应设置监测点，并采取挖隔振沟等隔振或防振措施。在新建厂址或远离已有建（构）筑物的空旷场地进行强夯施工可避免强夯带来的不利影响。

五、检验

（一）检验方法

强夯施工常用的检验方法有载荷试验、标准贯入试验、动力触探试验和土工试验等，其他检测方法包括静力触探试验、旁压试验、十字板剪切试验、面波法试验、波速法试验等原位测试方法。

（二）检验内容和要求

1. 检验内容

强夯地基检验的主要内容有：

（1）地基土均匀性、密实度，加固后土在水平方向和垂直方向的变化。

（2）地基有效加固深度。

（3）湿陷性黄土地基，检验加固后湿陷性消除情况。

（4）砂土、粉土等可液化地基，检验加固后地基液化消除情况。

（5）地基承载力、地基强度和变形参数等。

强夯处理后的地基承载力竣工验收，根据静载荷试验、其他原位测试和室内土工试验等方法综合确定。

2. 强夯地基承载力检验的数量

根据场地复杂程度和建（构）筑物的重要性，强夯地基承载力检验的数量一般应满足以下要求：

（1）对于简单场地上的一般建（构）筑物可以按建筑群考虑，每个建筑群强夯地基载荷试验检验点不应少于 3 点。

（2）对于复杂场地或重要建（构）筑物强夯地基应增加检验点数。

（3）检测结果的评价，应考虑夯点和夯间位置的差异。

3. 强夯地基检验间隔时间

强夯地基检验间隔时间见表 16-11。

表 16-11　　强夯地基检验间隔时间

强夯地基土类型	检验时间间隔（周）
碎石土	1～2
砂土地基	1～2
粉土	2～4
黏性土	2～4

六、实例

（一）某火力发电厂冷却塔湿陷性黄土地基强夯处理

1. 工程概况和场地特点

某火力发电厂一期工程 1 号、2 号冷却塔塔高为 125m，淋滤面积为 5500m^2，底面半径为 48.5m，属大型高耸建（构）筑物，对地基变形敏感性较高。

工程场地位于黄河左岸III级阶地的前缘，地层为上更新统冲洪积物，其上部为具湿陷性的黄土状土，总厚度约 20m，属非自重湿陷性场地，地基湿陷等级为 I（轻微）～II 级（中等），下部为砂类土和碎石类土。

2. 强夯处理方案

（1）强夯处理地基的厚度。冷却塔的环基采用 8000kN・m 能级强夯，加固深度预计 10.2～14.0m；冷却塔塔芯采用 4000kN・m 能级强夯，加固深度预计 8.0～10.5m。要求在一定的试验压力下消除黄土的湿陷性，处理后地基承载力不小于 300kPa，降低地基土的压缩性。

（2）夯点布置形式和夯点间距。夯点的布置方式为正三角形，见图 16-5。在试夯时对 8000kN・m 和 4000kN・m 强夯能级分别选择了夯点间距为 $2D$ 和 $1D$（D 为夯锤直径）的试片进行试验，通过试验获得了在本工程中适宜采用的夯点间距。

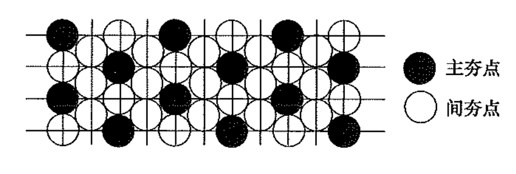


图 16-5　夯点布置图

（3）强夯施工方法、工艺。8000kN・m 能级的强夯在施工工艺和方法上把一次性连续夯击 20 击的主夯分两遍，第一遍每点连续夯 8 击，第二遍每点连续夯 12 击，且要求最后两击夯沉量控制在 5cm 之内。主夯加固和间夯均为 4000kN・m，采用跳行法施工，单点夯击数分别为 8 击和 10 击，最后两击夯沉量控制在 5cm 之内。拍夯为 1500kN・m，单点夯击数为 2 击。冷却塔环基强夯施工方案设计与施工质量控制见表 16-12。

表 16-12　　冷却塔环基强夯施工方案设计与施工质量控制

强夯施工工艺		主夯		主夯加固	间夯	拍夯
强夯能级（kN・m）		8000		4000		1500
强夯设计参数	间距（m）	1.5D				1.0D
	落距（m）	20				10
	布点方式	正三角形		与主夯点重合	主夯点间的中心	点点相切
	锤重（kN）	400		200		150
	锤底面积（m^2）	5.0				
	锤底直径（m）	2.5				
施工方法		跳点跳行		跳行		锤印相切
施工控制标准	夯击数（击）	8	12	8	10	2
	最后两击平均下沉量（cm）	<5.0				
施工质量验收标准	消除湿陷深度	600kPa 试验压力下 10m（从起夯面算）				
		300kPa 试验压力下全部土层消除湿陷性				

续表

强夯施工工艺		主夯	主夯加固	间夯	拍夯
施工质量验收标准	地基承载力（kPa）	夯后地面下 5.0m 深度内不低于 300			
	压缩模量（MPa）	夯后地面下 5.0m 深度内大于 20			
	干密度（g/cm^3）	夯后地面下 8.0m 深度内不小于 1.51			
	平均总夯沉量（m）	＞1.60			

注　D 为夯锤直径（D=2.5m）。

3. 强夯施工与夯后检测

强夯完成后，各遍主夯点、主夯加固、间夯及拍夯点平均夯沉量见表 16-13。

表 16-13　各遍主夯点、主夯加固、间夯及拍夯点平均夯沉量

部位	施工步骤	能级（kN·m）	夯沉量（m）	平均击数（击）	平均夯沉量（m）
环基	第一遍主夯	8000	1.86～3.35	8.0	2.68
	第二遍主夯	8000	1.59～2.26	12.3	1.94
	主夯加固	4000	0.74～1.13	8	0.91
	间夯	4000	0.54～1.10	10	0.83
	拍夯	1500	0.38～0.82	2	0.52
	强夯后地表累计平均下沉（夯沉）量（m）			1.95	
塔芯	第一遍主夯	4000	1.87～2.13	14.0	1.97
	第二遍主夯	4000	1.72～2.01	14.0	1.82
	主夯加固	2000	0.60～0.92	8.0	0.76
	间夯	2000	0.59～0.89	10.0	0.72
	拍夯	1500	0.36～0.73	2.0	0.46
	强夯后地表累计平均下沉（夯沉）量（m）			1.60	

强夯施工结束后，采用探井取强夯土进行室内土工试验、载荷试验承载力检测。

（1）利用探井取强夯土试样，进行室内土工试验，结果表明：地基土经过强夯处理，起夯面（标高 397.0m）以下一定深度内土体天然结构均发生了显著变化，物理力学指标达到了质量要求，绘制夯前夯后干密度 ρ_d 与标高 H 关系见图 16-6 和图 16-7。

（2）探井取样进行室内湿陷性试验表明，冷却塔环基从起夯面至非湿陷性土层顶面（厚度 12.85m）的湿陷性全部消除。冷却塔塔芯在 300kPa 试验压力下消除黄土湿陷深度大于 8m，满足设计要求。

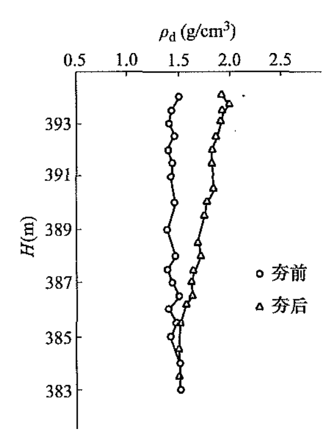


图 16-6　环基夯前夯后干密度与标高曲线图

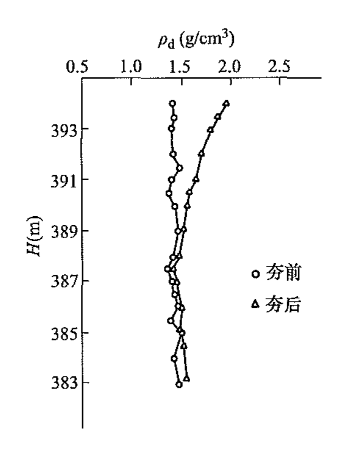


图 16-7　塔芯夯前夯后干密度与标高曲线图

（3）综合土工试验、标准贯入试验评价，强夯后环基在终夯面以下 5m 深度范围内，塔芯在终夯面以下 3m 深度范围内地基承载力满足大于 300kPa 的设计要求。

4. 冷却塔沉降观测结果

上部结构施工进行到工程量 2/3 开始进行沉降观测。冷却塔注水正式运行一年半以后测得两塔累计沉降值为 8.7～11.8mm，平均沉降量为 10.1mm。从沉降观测资料分析可知，随着时间的推移，地基沉降量呈均匀下沉，且趋于稳定，地基变形远小于规范允许值，冷却塔至今运行安全。

（二）贵州某火力发电厂高填方地基分层强夯处理

1. 工程概况和场地特点

贵州某火力发电厂一期、二期装机 4×600MW，建设场地高差达 130m。场地上覆第四系地基土主要分

为残坡积、冲洪积及滑坡堆积成因，下伏基岩为二迭系上统龙潭组砂、泥岩互层夹煤层。大面积的低洼填方场地区域采用分层强夯法处理。

2. 强夯试验

试验区分原土区和回填区。在原土区，进行直接强夯法和夯坑中加填料强夯两种方法试验，直接强夯法设在上覆土为碎石土分布区，加填料强夯法设在表层有一定厚度黏性土区域。回填区采用直接强夯法。试验采用 3000kN・m、4000kN・m 和 6000kN・m 三种强夯能级。

通过密度试验、载荷试验、超重型动力触探试验及室内土工试验等检测手段检验强夯的加固效果。原土强夯试验检测结果表明，影响深度内压缩性均明显降低，地基强度提高，达到了预期目的，主要参数如下：

（1）单点夯的最佳夯击数 15～18 击；

（2）采用正三角形布点形式，夯距 5～6m；

（3）最后两击夯沉量，原土直接强夯第一遍及第二编点夯为不大于 10cm，其余均为不大于 5cm；

（4）不同工况强夯的技术参数见表 16-14。

表 16-14　不同工况强夯的技术参数

不同工况	承载力特征值（kPa）	变形模量（MPa）	压实系数	有效加固深度（m）
4000kN・m（原土）	300	27	＞0.97	7.0
6000kN・m（原土）	≥300	57	＞0.97	＞9.0
4000kN・m（加填料）	300	24	＞0.97	7.0

回填区强夯试验检测结果表明，达到了设计的预期要求及目的，强夯的主要施工参数如下：

（1）单点夯的最佳夯击数不小于 15 击；

（2）采用正三角形布点形式，夯距 5～6m；

（3）最后两击夯沉量为不大于 5cm；

（4）建议用 4000kN・m 能级，填筑体厚度按 6m 考虑。既能满足设计要求，又能取得较好的经济效益。

主要附属建（构）筑物处于填方区，最大填方厚约 35m，采用了分层强夯处理。填方主要是碎石土组成的素填土，填筑体分层厚度按 6m，施工采用 4000kN・m 能级强夯。

在分层回填强夯施工中进行了全过程的质量控制检测，采取了密度试验、超重型动力触探试验、载荷试验、原位抗剪试验及室内土工试验等手段。检测证明填土要到达较高的密实度及规范要求的压实系数，良好的级配是关键。

本工程场平施工完成十余年来，建（构）筑物的沉降变形满足规范及运行要求，证明了深厚回填土采用分层强夯处理方案是适宜的，可以作为山区电厂同类工程的大面积场平工作及深厚填方区域地基处理方案的选择。

第五节　碎（砂）石桩法

一、概述

碎石桩和砂桩总称为碎（砂）石桩，是指用振动、冲击或水冲等方式在软弱地基中成孔后，再将碎石或砂挤压入已成的孔中，形成大直径的碎（砂）石所构成的密实桩体，并与原软土地基组成复合地基，共同承当建（构）筑物上部结构的作用。

碎（砂）石桩主要适用于以下条件：

（1）碎（砂）石桩法主要适用于松散砂土、黏性土、粉土、素填土等地基。

（2）对于饱和黏性土地基，以及变形要求不高的电力工程建（构）筑物可以采用碎（砂）石桩振冲置换处理。

（3）如果建（构）筑物是以变形为控制要求的，碎（砂）石桩处理后的地基需经过预压，达到沉降要求后才可作为建（构）筑物地基。

碎（砂）石桩常采用振冲成桩法和锤击成桩法两种施工方法。按具体的施工工艺可分为振冲成桩法、干振挤密碎石桩法、沉管碎石桩法、夯扩碎石桩法、袋装碎石桩法等。

二、原理

常用碎（砂）石桩法是用振动或冲击荷载将底部装有活瓣式桩靴的桩管挤入地层，在软弱地基中成孔后，再将碎石从桩管投料口处投入桩管内，然后边击实、边上拔桩管，形成密实碎（砂）石桩，并与桩周土体一起形成复合地基。

（一）对松散砂土地基的加固机理

碎石桩和砂桩挤密法对砂土地基加固的过程中主要有三种作用，旨在提高地基土承载力、减小变形和提高抗液化能力。

1. 挤密作用

在成桩过程中，桩管对周围的砂层产生很大的横向挤压力，振动拔管把管中的碎（砂）石料挤向管周围的砂层，使砂层的孔隙比减小，密实度增大。由于地基土的密实度增大，因此抗液化能力得到增强。

2. 排水作用

往桩孔内充填碎石（卵石、砾石）这类反滤性好的粗颗粒材料，在地基中形成渗透性良好的竖向排水降压通道，不仅可以快速地消散超孔隙水压力，防止砂土液化，而且可以加快地基的排水固结。

3. 砂基预振效应

碎（砂）石桩在成孔及成桩的过程中，振动器的激振力对地基土和填充料产生作用，受预振的影响，砂土的抗液化能力得到增强。

（二）对黏性土加固的原理

对黏性土地基，尤其是饱和地基来说，碎（砂）石桩起到置换的作用。

振冲法就是用碎石来置换不良地基土。沉管法以成桩机械沉管对地基土强制排开并置换。

碎（砂）石桩法对桩间土的挤密作用不显著，主要通过形成较密实的桩体与原地基土形成复合地基。通过形成复合地基，增强了地基的剪切抵抗力，提高了地基承载力并防止地基产生滑移。同时，桩体良好的排水作用，可提前完成剩余沉降。

三、设计

碎石（砂）桩复合地基设计主要包括布桩形式、桩径、桩长、处理范围、桩体材料、填料量、桩间距和垫层等，并进行复合地基的强度计算等。

（一）设计内容

1. 布桩形式

电力工程中，碎（砂）石桩布置主要有以下内容：

（1）碎（砂）石桩通常采用等边三角形或正方形布置。

（2）对砂土地基，采用等边三角形布置可使砂土地基挤密较为均匀。

（3）对于软黏土地基，由于碎（砂）石桩主要起置换作用，可采用等边三角形或正方形布桩。

2. 桩径

碎（砂）石桩的直径取决于成桩所选用的施工设备、成桩方法以及确定的置换率，一般桩径为 400～1000mm，可根据建（构）筑物上部结构、荷载及施工机械等综合确定成桩直径。

3. 桩长

碎（砂）石桩的桩长应根据建（构）筑物对地基变形的要求、地层情况、液化土层的埋深等因素综合确定，桩长在 8～20m 之间。桩长一般应满足下列条件：

（1）如软土较厚时，按变形控制进行桩长设计，并满足软弱下卧层承载力验算要求；

（2）对采用碎（砂）石桩处理地基稳定问题时，桩长应穿过最危险滑动面不少于 2m；

（3）软土层厚度较小时，应穿透软土层；

（4）应穿透可液化土层，消除液化土层的液化性；

（5）桩长不应小于 4m。

4. 处理范围

碎（砂）石桩处理宽度宜在建（构）筑物基础外缘布置 1～3 排桩。如处理可液化地基，在建（构）筑物基础外缘扩大宽度不应小于可液化土层厚度的 1/2，且不少于 5m。

5. 桩体材料

碎（砂）石桩桩体材料可采用碎石、卵石、角砾、圆砾、砾砂、中砂等硬质材料，含泥量不应大于 5%，最大粒径不宜大于 50mm。

6. 填料量

碎（砂）石桩的填料量应通过现场试验确定，预估时可按设计桩孔体积乘以 1.2～1.4 的充盈系数计算，如施工中地面有下沉或隆起现象，则填料量应根据现场情况予以增减。

7. 桩间距

粉土地基碎（砂）石桩间距对不宜大于碎（砂）石桩直径的 4.5 倍，黏性土地基不宜大于碎（砂）石桩直径的 3 倍。

初步设计阶段，碎（砂）石桩间距可按下列方法计算：

（1）初步设计阶段粉土和砂土地基，碎（砂）石桩间距可按式（16-15）、式（16-16）估算。

1）等边三角形布置：

$$s = 0.95\xi d\sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \tag{16-15}$$

2）正方形布置：

$$s = 0.89\xi d\sqrt{\frac{1+e_0}{e_0-e_1}} \tag{16-16}$$

式中 s——碎（砂）石桩间距，m。

d——碎（砂）石桩直径，m。

ξ——修正系数，当考虑振动下沉密实作用时，可取 1.1～1.2；不考虑振动下沉密实作用时，可取 1.0。

e_0——地基处理前的孔隙比，可按原状土样试验确定，也可根据标准贯入试验或静力触探试验等对比试验确定。

e_1——地基挤密后要求达到的孔隙比，对于砂土：$e_1 = e_{max} - D_{r1}(e_{max} - e_{min})$。

e_{max}、e_{min}——砂土的最大、最小孔隙比，可按现行国家标准 GB/T 50123《土工试验方法标准》的有关规定确定。

D_{r1}——地基挤密后要求砂土达到的相对密实度，可取 0.70～0.85。

（2）初步设计阶段黏性土地基，碎（砂）石桩间距可按式（16-17）、式（16-18）估算。

1）等边三角形布置：

$$s = 1.08\sqrt{\frac{A_p}{m}} \tag{16-17}$$

2）正方形布置：

$$s=\sqrt{\frac{A_p}{m}} \quad (16\text{-}18)$$

式中 A_p——碎（砂）石桩的截面积，m^2；

m——面积置换率。

8. 垫层

碎（砂）石桩施工后，在碎（砂）石桩顶部应铺设 300～500mm 的压密砂石垫层。

（二）复合地基强度计算

碎（砂）石桩复合地基承载力特征值应通过复合地基静载荷试验确定。

初步估算时，可按式（16-19）、式（16-20）计算。

$$f_{spk}=[1+m(n-1)]f_{sk} \quad (16\text{-}19)$$

$$m=d^2/d_e^2 \quad (16\text{-}20)$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力特征值，kPa。

f_{sk}——处理后，桩间土承载力特征值，kPa。可按地区经验确定，如无经验，对于一般黏性土地基，可取天然地基承载力特征值；松散的砂土、粉土可取原天然地基承载力特征值的 1.2～1.5 倍。

m——桩土面积置换率。

n——桩土应力比。无实测资料时，黏性土可取 2.0～4.0；对于砂土、粉土，可取 1.5～3.0。天然地基承载力低时，取大值，反之取小值。

d——桩身平均直径，m。

d_e——单桩等效影响圆的直径，m。当按等边三角形布桩时，d_e=1.05s（s 为桩间距，m）；按正方形布桩时，d_e=1.13s；按矩形布桩时，$d_e=1.13\sqrt{s_1s_2}$（s_1 为桩纵向间距，m。s_2 为桩横向间距，m）。

（三）地基变形计算

对碎（砂）石桩与桩间土形成的复合地基变形计算，可采用分层总和法计算地基变形量，再乘以沉降计算经验系数（表 16-15），得到最终变形量。

碎（砂）石桩复合地基各复合土层的分层与天然地基相同。复合土层的压缩模量等于该层天然地基压缩模量的ξ倍，ξ值可按式（16-21）确定：

$$\xi=\frac{f_{spk}}{f_{ak}} \quad (16\text{-}21)$$

式中 f_{ak}——地基处理前，天然地基承载力特征值，kPa。

碎（砂）石桩复合地基变形计算应符合国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定。复合地基的沉降经验系数ψ_s可根据地区沉降观测资料统计值确定，无经验取值时，可按表 16-15 确定。

表 16-15 沉降计算经验系数ψ_s

$\overline{E_s}$（MPa）	4.0	7.0	15.0	20.0	35.0
ψ_s	1.0	0.7	0.4	0.25	0.2

表 16-15 中的 $\overline{E_s}$ 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值，应按式（16-22）计算：

$$\overline{E_s}=\frac{\sum_{i=1}^{n}A_i+\sum_{j=1}^{m}A_j}{\sum_{i=1}^{n}\frac{A_i}{E_{spi}}+\sum_{j=1}^{m}\frac{A_j}{E_{sj}}} \quad (16\text{-}22)$$

式中 A_i——加固土层第 i 层土附加应力系数沿土厚度的积分值；

A_j——加固土层以下第 j 层土附加应力系数沿土厚度的积分值；

E_{spi}——第 i 层复合土层的压缩模量，MPa；

E_{sj}——加固土层以下的第 j 层土的压缩模量，MPa。

（四）稳定性分析

当碎（砂）石桩用于处理堆载地基时，应进行稳定性分析计算。最危险的滑动面上诸力对滑动中心所产生的抗滑力矩与滑动力矩应满足式（16-23）。

$$M_R/M_S \geqslant 1.2 \quad (16\text{-}23)$$

当沿 $ABCD$ 滑动面（图 16-8）滑动时，计算 BC 段的抗剪强度τ_{sp}，Aboshi（1979）提出按平面面积加权分担的计算方法进行计算，见式（16-24）。

$$\tau_{sp}=(1-m)c_u+m(\gamma_p' z+\mu_p\sigma_z)\tan\varphi_p\times\cos2\alpha \quad (16\text{-}24)$$

$$\mu_p=\frac{n}{1+(n-1)m}$$

式中 τ_{sp}——沿滑动面的复合土体的抗剪强度，kPa。

c_u——原状土不排水抗剪强度，kPa。

γ_p'——碎石的有效重度，kN/m^3。

z——桩顶至滑弧上计算点的垂直距离，m。

μ_p——应力集中系数。

σ_z——桩顶平面上作用荷载引起的附加应力，kPa。

φ_p——碎石材料的内摩擦角，（°）。一般可取 38°。

α——滑弧切线与水平线的夹角（图 16-8），（°）。

n——桩土应力比。

m——桩土置换率。

四、施工

碎（砂）石桩的施工方法按其成桩过程和作用可分为四大类，见表 16-16。砂桩常用的施工方法有振动成桩法和冲击成桩法。

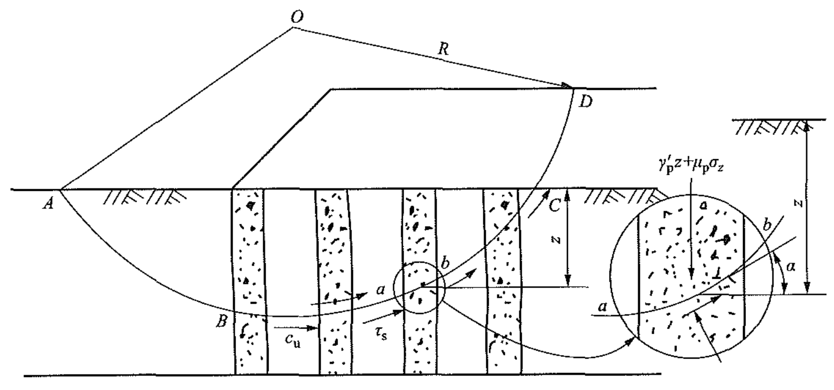


图 16-8　碎（砂）石桩土坡的稳定性分析

表 16-16　　碎（砂）石桩法的施工方法

分类	施工方法	成　桩　工　艺	适用土类
挤密法	振动挤密法	采用振冲器振动水成孔，再振动密实填料成桩，并挤密桩间土	砂性土、粉土、非饱和黏性土，以炉灰、炉渣、建筑垃圾为主的杂填土，松散的素填土
	沉管法	采用沉管成孔，振动或锤击密实填料成桩，并挤密桩间土	
	干振法	采用振孔器成孔，再用振孔器振动密实填料成桩，并挤密桩间土	
置换法	振冲置换法	采用振冲器振动水冲成孔，再振动密实填料成桩	饱和黏性土
	钻孔锤击法	采用沉管切钻孔取土方法成孔，锤击填料成桩	
排土法	振动气冲法	采用压缩气体成孔，振动密实填料成桩	饱和软黏土
	沉管法	采用沉管成孔，振动或锤击填料成桩	
	强夯置换法	采用重锤夯击成孔和重锤夯击填料成桩	
其他方法	水泥碎石桩法	在碎石内加水泥和膨润土制成状体	饱和软黏土
	裙围碎石桩法	在群桩周围设置刚性的（混凝土）裙围约束状体的侧向膨胀	
	袋装碎石桩法	将碎石装入土工膜袋而制成状体，土工膜袋可约束状体的侧向膨胀	

按照施工工艺的不同，常见碎（砂）石桩施工方法可分为振冲法（振动挤密法）、振动沉管法、柱锤冲扩桩法和孔内夯扩法四类。

（一）振冲法施工流程

振冲法施工流程见图 16-9。

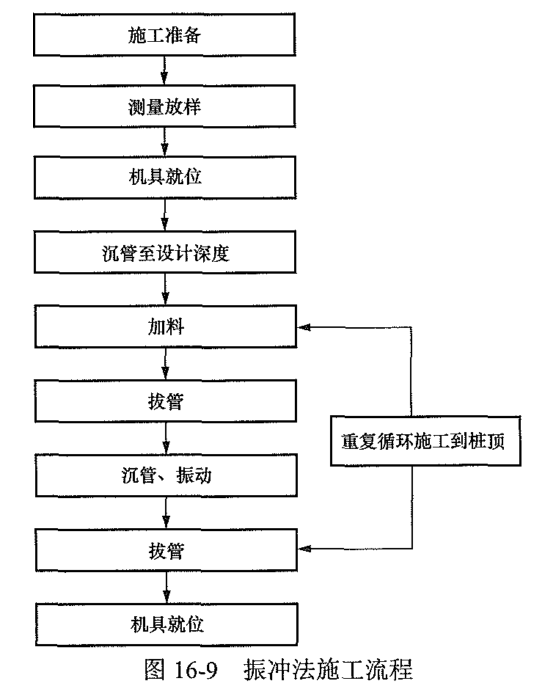


图 16-9　振冲法施工流程

（二）振冲法施工要求

振冲法具体可根据“振冲挤密”和“振冲置换”的不同要求，其施工操作要求亦有所不同。

1. 振冲挤密法施工操作要求

振冲挤密法一般在中粗砂地基中使用时可不另外加料，而利用振冲器的振动力，使原地基的松散砂振挤密实。在粉细砂、黏质粉土中制桩，最好是边振动边填料，以防振冲器提出地面孔内塌方。施工操作时，其关键是水量的大小和留振时间的长短。

“留振时间”是指振冲器在地基中某一深度处停下振动的时间。水量的大小是保证地基中的砂土充分饱和。砂土只要在饱和状态下并受到了振动便会产生液化，足够的留振时间是让地基中的砂土“完全液化”和保证有足够大的“液化区”。砂土经过液化在振冲停止后，颗粒便会慢慢重新排列，这时的孔隙比将较原来的孔隙比为小，密实度相应增加，这样就可达到加固的目的。

整个加固区施工完后，桩体顶部向下 1m 左右这一土层，由于上覆压力小，桩的密实度难以保证，应予挖除另作垫层，也可另用振动或碾压等密实方法处理。

2. 振冲置换法施工操作要求

在黏性土层中制桩，孔中的泥浆水太稠时，碎石料在孔内下降的速度将减慢，且影响施工速度，所以要在成孔后，留有一定时间清孔，使回水把稠泥浆带出地面，降低泥浆的密度。

若土层中夹有硬层时，应适当进行扩孔，振冲器应上下往复多次，使孔径扩大，以便于加碎石料。

加料时宜“少吃多餐”，每次往孔内倒入的填料数量，约为堆积在孔内 1m 高，然后用振冲器振密，再继续加料。施工要求填料量大于造孔体积，孔底部分要比桩体其他部分多些，因为刚开始往孔内加料时，一部分料沿途沾在孔壁上，到达孔底的料就只能是一部分，孔底以下的土受高压水破坏扰动而造成填料的增多。密实电流应超过原空振电流 35～45A。

在强度很低的软土地基中施工，则要用“先护壁、后制桩”的方法。即在开孔时，不要一下子到达加固深度，可在先到达第一层软弱层后加些料进行初步挤振，让这些填料挤入孔壁，把此段的孔壁加强以防塌孔，然后使振冲器下降至下一段软土中，用同样方法加料护壁。如此重复进行，直到设计深度。孔壁护好后，就可按常规步骤制桩了。

同理，在地表 1m 范围内的地层，也需另行处理。振冲置换法的一般施工顺序与振冲挤密法基本相似，此处不再赘述。

3. 施工质量控制

施工时检验质量关键是填料量、密实电流和留振时间，这三者实际上是相互联系和保证的。只有在一定的填料量的情况下，才能把填料挤密振密。一般来说，在粉性较重的地基中制桩，密实电流容易达到规定值，这时要注意掌握好留振时间和填料量。反之，在软黏土地基中制桩，填料量和留振时间容易达到规定值，这时要注意掌握好密实电流。

五、检验

1. 施工质量检验标准

碎（砂）石桩法施工质量检验标准见表 16-17。

表 16-17 碎（砂）石桩法施工质量检验标准

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		检查方法
			单位	数值	
主控项目	1	灌砂量	%	≥95	实际用砂量与计算体积比
	2	地基强度	设计要求		按规定方法
	3	地基承载力	设计要求		按规定方法
一般项目	1	砂料的含泥量	%	≤3	试验室测定
	2	砂料的有机质含量	%	≤5	焙烧法
	3	桩位	mm	≤50	用钢尺量
	4	砂桩标高	mm	±150	水准仪
	5	垂直度	%	≤1.5	经纬仪检查桩管垂直度

2. 检测时间

对饱和黏性土间隔时间不宜小于 28d，对粉土、砂土和杂填土地基不宜小于 7d。

3. 复合地基检测

桩的承载力和变形采用单桩载荷试验检测，桩体采用重型动力触探试验检测，桩间土采用标准贯入试验静力触探试验、动力触探试验或其他原位试验方法进行检测。桩间土质量的检测位置应在等边三角形或正方形的中心，检测数量不应少于桩孔总数的 2%。

4. 竣工验收检验

采用复合地基载荷试验，试验数量不应少于总桩数的 0.5%，且每个单体建（构）筑物不应少于 3 点。

采用其他辅助方法进行检测时，应根据土质及施工情况每 100～200 根抽检一点（组），但每个建（构）筑物不应少于 3 点（组）。

不加填料振冲砂土地基竣工验收的承载力检测，应采用标准贯入试验、动力触探试验、载荷试验等方法确定。检测点应选择在地基土质较差或有代表性的地段，并位于振冲点围成的单元形成处及振冲点中心处，检测数量为振冲点数量的 1%，总数不应少于 5 点。

六、实例

（一）工程概况

某火力发电厂一期工程，拟建厂址场地内上部分布有平均厚约 20m 的素填土、海相淤泥质粉质黏土和海相粉质黏土；其工程性质较差不能满足 300MW 级机组对天然地基的要求。

（二）场地岩土工程条件

拟建厂址地貌单元属于海积平原及河口三角洲沉积地貌，地势平坦。地层岩性为第四系陆相、海相、海陆交互相沉积层。各主要土层地基土的主要物理力学性质指标见表 16-18。

表 16-18　　各主要土层地基土主要物理力学性质指标

地层编号	地基土名称	层厚（m）	重度γ（kN/m^3）	压缩模量			抗剪强度（固结快剪）		承载力特征值f_{ak}（kPa）
				E_{s1-2}（MPa）	E_{s2-4}（MPa）	E_{s4-6}（MPa）	黏聚力C（kPa）	内摩擦角φ（°）	
①	素填土	2.8	17.5						
②$_1$	淤泥质粉质黏土	3.2	17.5	2.5	4.5	8.0	5.0	10	65
②$_2$	粉质黏土	14.8	18.5	4.0	7.0	10.0	12.0	15.0	90
②$_3$	粉细砂	25.2	19.0	12.0	15.0	20.0	—	30	230
③	粉质黏土	4.0	18.5	9.0	11.0	15.0	30.0	15.0	190
④$_1$	粉质黏土	14.1	18.5	8.0	10.0	14.0	20.0	15.0	180
④$_2$	粉细砂	8.3	19.0	15.0	20.0	25.0	—	30	260
⑤$_1$	粉质黏土	15.6	20.0	10.0	12.0	18.0	35	18	220
⑤$_2$	粉细砂	12.0	19.5	18.0	25.0	30.0	—	35	300

场地地下水为第四系孔隙潜水，可行性研究阶段勘察期间在钻孔实测水位埋深平均为 0.3m 左右；场地 20m 深度范围内，地层岩性多以粉质黏土为主，仅局部夹薄层粉土，无稳定的饱和粉土和砂土层分布，属非液化场地；场地土类型为中软土，场地类别为Ⅳ类。

（三）处理方案及检测结果

拟建厂址区部分建筑采用了振动气冲法干振碎石桩复合地基处理方案。碎石桩桩径取 600mm，桩中心距取 1400mm，等边三角形布置，桩长 6.0m，置换率为 16.6%。碎石骨料（20～50mm 的碎石，级配良好）。干振碎石桩施工完后 14d，处理场地上铺设 500mm 厚的碎石垫层，进行 2 遍低夯击能强夯，夯击能为 1200kN·m。干振桩桩体承载力特征值预估为 300kPa，桩间土承载力特征值预估为 150kPa。单桩复合地基特征值预估为 180kPa。

该复合地基处理施工结束后，经检测，复合地基承载力均满足设计要求，处理效果良好。本工程 2007 年 7 月开工建设，2009 年 9 月第一台机组投产运营，至今运行正常。

第六节　挤　密　桩　法

一、概述

挤密桩法是通过成孔或夯填过程中的横向挤压作用，使桩间土得以挤密，将不同材料分层或连续投入桩孔内，经不同方法予以密实形成桩体，桩与桩间土共同组成复合地基，可提高地基强度，减小变形，消除地基土湿陷性。

灰土、土挤密桩成孔挤密一般选择冲击、沉管等方法，将填料孔位的土体完全挤压到填料孔周围。

钻孔挤密桩（又称预钻孔夯扩挤密桩）一般采用长螺旋钻、机动洛阳铲、钻斗等机械成孔，将填料孔位的土体取出，然后分层填入规定的填料，利用 15～30kN 重锤进行夯击，将填料挤压到填料孔周围，形成大于钻孔孔径的桩体。

挤密桩法适用于处理地下水位以上的湿陷性黄土、素填土和粉土地基。由于挤密桩复合地基施工质量控制难度大，处理后地基强度不是很高且地基变形较大，因此大多限于电力工程中的一般建（构）筑物，如火力发电厂的附属及辅助生产建(构)筑物的地基处理。

挤密桩法可处理地基的厚度宜为 5～20m。

当地基土的含水量大于 24%、饱和度大于 65%时，在成孔和拔管过程中，桩孔及其周边土容易缩径和隆起，挤密效果差。

对含水量不均匀的场地，挤密桩法施工难度大，质量不易控制，处理效果往往不好，应通过试验确定其适用性。

对于含水量低于 12%的湿陷性黄土，一般采用钻孔挤密桩施工方法。

挤密桩复合地基处理的设计、施工参数有很强的地区性。电力工程建（构）筑物重要性等级较高，对沉降变形敏感，在没有地区经验时应在有代表性的场地上进行现场试验或试验性施工，并进行必要的测试，评价其处理效果，根据实际的试验检测结果，对设计参数和施工要求进行调整。

二、原理

1. 挤密作用

桩成孔或夯填过程中，使桩间土体被强制侧向挤

压，密实度提高。

对湿陷性土，当土的干密度和挤密系数达到某一标准时，即可消除其湿陷性。

挤密效果和土的性质有关，当土的含水量接近最优含水量时，土呈塑性，挤密效果达最佳状态。土的干密度越大挤密效果越好，干密度越小挤密效果越差。土质越均匀有效挤密范围越大，土质越不均匀有效挤密范围越小。

2. 桩体作用

桩体为分层夯实不同填料形成承载力高的加固体，电力工程挤密桩法地基处理中通常桩孔填料采用灰土，也有采用石灰与粉煤灰混合料或素土等。

桩体灰土的无侧限抗压强度一般为 500～1000kPa，其强度及变形模量均比桩间土高，荷载向桩体产生应力集中，并对桩间土产生侧向约束，使复合地基承载力得到提高，减小了地基持力层内大量压缩变形并消除了湿陷变形的不利因素。

三、设计

1. 设计依据和基本要求

挤密桩复合地基的设计，应根据建（构）筑物类型、场地条件、周边环境和要求达到的地基处理深度、地基承载力、沉降变形等因素综合比较、分析后确定，应搜集下列资料和条件：

（1）搜集场地的岩土工程勘察资料。对湿陷性黄土地基应查明湿陷的类型和等级、湿陷土层的厚度、地基土的含水量、饱和度等指标；对人工填土应查明其分布范围、深度、物质组成及其均匀性、湿陷性等。查明场地土的性质是进行挤密桩设计的必要条件，还应分析环境条件的变化对场地土含水量的影响，尤其是火力发电厂扩建工程，生产、生活及管道漏水容易造成局部地层含水量大幅度增加，如果使用原来的岩土工程勘察资料，会造成设计失误，给施工带来困难。

（2）根据建（构）筑物的类别、上部结构及基础设计等资料，确定地基处理的目的和处理后要求达到的各项技术指标。

（3）调查场地以及周边环境、邻近建（构）筑物、地下工程及设施等情况。

（4）当地施工机械、工程经验和同类场地的试验资料。

（5）石灰、土料的来源和质量，灰土的室内试验资料。

2. 桩径与桩距

根据成孔设备和方法，以及电力工程挤密桩法的应用，成孔的桩孔直径可为 400～600mm。

桩位布置宜采用等边三角形，可使桩间土挤密均匀。

桩孔之间的中心距离应根据桩间土得到有效挤密的原则确定，保证土体挤密和消除湿陷性的要求，通常为桩孔直径的 2.0～3.0 倍。

初步设计时，等边三角形布置的挤密桩孔心距可按式（16-25）估算：

$$s = 0.95\sqrt{\frac{\overline{\eta}_c \rho_{dmax} D^2 - \rho_{d0} d^2}{\overline{\eta}_c \rho_{dmax} - \rho_{d0}}} \qquad (16\text{-}25)$$

式中　s——孔心距，m；

D——挤密填料孔直径，m；

d——钻孔直径，m，对灰土挤密桩取 0；

ρ_{d0}——地基挤密前压缩层范围内各土层的平均干密度，g/cm^3；

ρ_{dmax}——桩间土的最大干密度，g/cm^3；

$\overline{\eta}_c$——挤密填孔（达到 D）后，3 个孔之间土的平均挤密系数，不宜小于 0.93。

灰土挤密桩孔心距的估算适用于接近塑限含水量或最优含水量的地基土，若含水量偏大时，按估算出的桩心距可能会产生施工问题。

3. 处理厚度

挤密桩地基处理厚度（从基础底面算起的桩长）应根据场地岩土工程条件、建（构）筑物要求和施工设备等因素综合确定，具体要求如下：

（1）当软弱地层厚度不大时，挤密桩宜穿过软弱土层。

（2）当软弱地层厚度较大时，对按稳定性控制的工程，桩长应至滑动面以下 2m 的深度。对按变形控制的工程，桩长应满足加固后地基变形量不超过允许值和满足下卧层强度要求。

（3）桩长不宜小于 4m。

4. 填料配置及夯实要求

电力工程挤密桩孔内填料一般用灰土。因粗颗粒填料会增加地基的渗透性，形成过水通道，不利于防水，湿陷性黄土场地不宜使用粗颗粒填料。

填料中的土料宜选用粉质黏土，土料中的有机质含量不应超过 5%，且不得含有冻土、渣土及垃圾土，土粒径不应大于 15mm。

石灰应选用新鲜消石灰或生石灰粉，粒径不应大于 5mm。

孔内填料应分层回填夯实，桩体的夯实质量采用平均压实系数控制，填料的平均压实系数不应低于 0.97，其中压实系数最小值不应低于 0.93。

5. 处理范围

挤密桩处理地基的面积应大于基础或建（构）筑物底层平面的面积，处理范围应符合下列要求：

（1）当采用整片处理时，每边超出基础外缘宽度不宜小于处理土层厚度的 1/2，且不应小于 2m。

（2）当采用局部处理时，处理范围应符合以下

要求：

1）对非自重湿陷性黄土、素填土和杂填土等地基，每边不应小于基础底面宽度的25%，且不宜小于1.0m；

2）对自重湿陷性黄土地基，每边不应小于基础底面宽度的75%，且不宜小于1.5m。

6. 垫层设置

挤密桩复合地基，在基础底面下应设置300～600mm厚的褥垫层，垫层宽度应不小于挤密桩处理的宽度，垫层材料可为灰土、水泥土及其他与孔填料相适应的材料，其压实系数不应低于0.95。

设置垫层可使桩顶和桩间土找平，同时可保证应力扩散，调整桩土的应力比，减小桩身应力集中。

7. 复合地基承载力确定

挤密桩复合地基承载力特征值应通过现场复合地基静载荷试验确定，也可通过单桩和桩间土静载荷试验结果计算确定。

特殊情况下如果没有可靠的静载荷试验资料，挤密桩复合地基承载力特征值不宜大于处理前地基承载力特征值的2倍，且不宜大于250kPa。

已有工程资料表明，挤密桩复合地基的后期沉降变形往往比较大。根据实际工程复合地基浸水载荷试验资料，在未浸水条件下，载荷试验承压板的沉降量多数都较小，复合地基承载力较高；在浸水条件下，承压板的沉降变形明显增大，见表16-19。

表16-19　天然状态与浸水条件下挤密桩复合地基载荷试验沉降量

工程地点	荷载p（kPa）	天然状态下沉降量（mm）	浸水条件下沉降量（mm）
兰州Ⅳ级阶地	300	6.28	14.78
兰州Ⅱ级阶地	300	6.44	21.02
兰州榆中	360	3.67	15.32
陕西富县	300	7.80	16.50

对于火力发电厂冷却塔等浸水概率高、沉降敏感的建（构）筑物，特别是经挤密桩处理后的黄土地基等，宜进行浸水载荷试验确定复合地基承载力特征值。

8. 复合地基变形

挤密桩复合地基的变形计算，应按GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定执行。变形包括挤密桩处理的复合土层及其下卧层的变形，复合土层的压缩模量可采用复合地基载荷试验确定的变形模量代替，下卧层的压缩模量仍按相应的地基土取值。

四、施工

1. 施工准备工作

挤密桩施工前应做好下列准备工作：

（1）熟悉场地的岩土工程勘察、原体试验资料及桩位布置图、设计要求等。

（2）编制施工组织设计或施工方案。主要内容包括绘制施工平面图、编制施工进度、材料供应及其他必要的施工计划和技术措施。

（3）选择的打桩机应满足设计、施工和安全的要求，夯实机械的数量、性能要与成孔机械设备相配套。

（4）详细了解架空线路、既有建筑、地下管线、垃圾、空洞、墓穴等地面和地下障碍物，并进行妥善处理，避免影响施工质量和进度。施工现场应设排水和安全防护措施，雨季、冬期或风期施工，应采取有效的防水、防冻、防扬尘措施。

（5）进行技术、质量、安全交底，并做好记录。取有代表性的填料和地基土样进行击实试验，确定回填料及桩间土的最优含水量和最大干密度。工程场地土质及其含水量变化较大或与勘察报告差异较大时，应在正式施工前，进行成孔及夯填工艺试验，试验桩孔一般不少于3个。

2. 灰土挤密桩施工

灰土挤密桩施工有如下控制要点：

（1）灰土挤密桩成孔挤密方法通常采用沉管和冲击等方法，施工时应考虑对周围环境的影响。灰土挤密桩成孔或拔管过程中，对桩孔上部土层有一定的松动作用，应根据选用的成孔设备和施工方法，在基础底面标高以上预留一定厚度的土层，待成孔和桩孔回填结束后，将其挖除或按设计规定进行处理，沉管成孔不宜小于0.5m，冲击成孔不宜小于1.2m。

（2）灰土挤密桩成孔施工中，应控制好拟处理地基土的含水量，当土的含水量低于12%时，对拟处理范围内的土层宜进行预浸水增湿。在地基处理前4～6d，将需增湿的水通过一定数量和一定深度的渗水孔，均匀地浸入拟处理范围内的土层中。

（3）当施工中发现土质与勘察资料不符或其他异常情况，比如地层、含水量有明显变化，或塌孔时，应停止施工并及时通知监理或设计单位，分析和查明原因或采取有效措施处理后再行施工。

（4）在施工顺序上习惯做法是从外向里间隔1～2孔进行，但对桩心距偏小的设计，采取从外向里围打的施工顺序，在施工后期，易造成地面隆起、成孔困难等施工问题；对于含水量偏大的地基，施工后期易形成严重缩径现象。一般整片处理或含水量偏大时，宜从里向外间隔1～2孔依次进行。局部处理的范围小，且多为独立基础及条形基础，从外向里对桩间土的挤密有好处，也不致出现类似整片处理桩孔打不下去的情况。对大型工程可采取分区（段）进行施工。

（5）成孔质量要求桩孔中心距允许偏差为桩距的±5%；桩孔的垂直度允许偏差为±1%；桩径允许偏

差对沉管法不超过±20mm，对冲击法不超过±50mm；桩孔深度，对沉管法不小于设计深度100mm，对冲击法不小于设计深度300mm。

（6）桩孔回填材料灰土应拌合均匀，含水量应接近最优含水量，允许偏差为±2%，当与最优含水量的差值大时，可采取晾晒、洒水湿润等措施。拌好的灰土应及时回填，搁置时间不可太长，并于当日使用完毕。

（7）夯实回填施工应遵循以下要求：

1）夯实机就位后应保持平稳，夯锤能自由落入孔底；

2）填料前应确保孔内没有杂物、积水和缩径现象，同时要求填料前应先夯实孔底，并应检查桩孔的直径、深度和垂直度；

3）严格按规定的填料速度和夯击次数进行施工，保证桩体干密度或压实系数满足设计要求，严禁盲目填料或用送料车倒入，有条件时可采用自动控制填料量的夯实机械；

4）成桩的速率应与造孔的速率相适应，避免出现成孔太快而回填偏慢的现象；

5）施工记录是工程验收的原始依据，必须做到施工记录的及时性、真实性和准确性。成孔和桩孔夯填，应有专人跟踪质量检查并做好施工记录。

3. 钻孔挤密桩施工

钻孔挤密桩成孔设备的技术性能应与设计要求的孔径、孔深以及场地土层相适应。以往钻孔挤密桩施工多用长螺旋钻成孔，其具有钻孔深度大、速度快等优点，近年来机动洛阳铲、钻斗等机械成孔在工程中也应用广泛。施工时，由于近表层部分挤密效果较差，桩体也不易夯实，需采取预留松动层，一般要求桩顶设计标高以上预留土层的厚度不小于1.2m。

钻孔挤密桩施工注意以下问题：

（1）施工应在平整的场地进行，成孔机械就位应准确并保持垂直稳定，桩孔中心点的偏差不超过50mm，桩孔垂直度的偏差不大于1%。钻好的桩孔应进行必要的防护，避免灌水、落入杂物或发生安全事故。

（2）当施工中发现桩孔局部有轻微缩径现象时，可用长把洛阳铲削扩桩孔至设计桩径，以保证夯锤顺利落入孔底。

（3）钻孔挤密桩桩孔夯填夯锤要重，并有足够的夯击能量，采用15kN以上的夯锤夯填并扩孔，一般可达到设计的成桩直径，确保桩孔夯填和桩间土挤密效果。如某工程位于兰州黄河Ⅳ级阶地，为自重湿陷性黄土场地，地基湿陷等级Ⅳ级，采用25kN的夯锤，保证了桩间土的挤密效果，消除了地基湿陷性。施工孔内填料必须遵守分层填料、分层夯实的规定，严格控制每次填料量，确保压实系数、夯扩桩径达到设计要求，保证桩间土挤密效果达到设计要求。

（4）桩孔夯填的施工需满足以下要求：

1）夯填前检查成孔直径、孔深、垂直度，孔内的虚土和积水情况等，对不符合成孔质量标准的进行处理；

2）桩孔经检测符合设计要求后，及时组织夯填；对可能出现缩径、塌孔的桩孔，立即组织夯填；

3）夯实机具就位应准确稳固，夯锤与桩孔对正并能自由下落，孔底应先夯实到发出清脆声音为止；

4）夯填应按试验确定的或设计规定的填料标准、质量、数量、夯锤击数和落距等施工控制参数进行施工；

5）夯填施工过程中，需有专人对夯锤重量、每次填料量、夯锤落距和夯击数进行监控并做好施工记录。

五、检验

1. 桩孔质量

施工过程中，应在成孔后及时进行桩孔质量检验并做出记录，检验合格或经处理后方可进行夯填施工。检验内容主要有以下内容：

（1）桩孔直径和深度，桩孔内有无缩径、塌孔，以及是否落入杂物或灌水等情况。

（2）对施工中出现的问题，应进行处理或重新成孔，并应在成孔记录表中进行记录。

2. 桩孔夯填质量

桩孔夯填质量检验，是挤密桩复合地基质量检验的主要内容。施工过程中应及时对桩体和桩间土的处理质量和处理效果抽样检验，施工结束后进行全面检测，对检验结果进行综合分析或综合评价。桩体质量应随机抽样检测夯后桩长范围内填料的平均压实系数和桩体直径，抽检的数量不应少于桩总数的1%，且不应少于9根。

常用的检查方法如下：

（1）小环刀深层取样检验法。在夯填施工过程中，自基础底面每1.0～1.5m用长把小环刀取样试验，测定其干密度和压实系数。该种方法适用于施工自检时采用，检验时间不宜超过成桩后48h。

（2）轻型动力触探检验法。应先进行夯填试验，求得触探锤击数N_{10}和填料的压实系数λ_c之间的关系曲线为依据，按设计要求的压实系数λ_c确定合格的检定锤击数。施工时以实际锤击数不小于检定锤击数为合格，此项检验宜在夯实后当天完成。

（3）开挖探井检验法。施工结束后采用开挖探井取样法检测桩体质量和测量桩径。人工开挖探井，从桩顶设计标高起，沿桩长每1.0m在距桩孔中心2/3半径处，一般取两个试样，测定干密度并计算出本层填

料的压实系数平均值，最后计算出全桩长的平均压实系数。取样结束后，探井应分层回填夯实，压实系数不小于 0.94。

桩间土的挤密程度与设计的桩间距、挤密桩桩体的直径有关。对于灰土挤密桩，测量桩径可了解桩孔内有无缩径或塌孔扩径现象；对于钻孔挤密桩，桩间土的挤密完全取决于夯扩程度，设计的夯扩挤密后桩径和施工桩径往往不一致。

表 16-20 为几个工程中实际成桩直径统计成果，往往上部 4m 的成桩直径较下部明显要大，同一场地随桩间距的增大，实际成桩直径也增加，地基湿陷等级高则实际成桩直径也大，因此，保证有效的桩径也是控制复合地基承载力和地基挤密处理效果的重要手段，同时可准确的确定填料的工程量。

表 16-20 钻孔挤密桩实际成桩直径统计

工程地点	桩间距（m）	成孔直径（mm）	设计成桩直径（mm）	实际成桩直径（mm）
兰州Ⅳ级阶地	1.0	400	600	580～800，平均 660
	1.2	400	600	580～820，平均 710
兰州Ⅱ级阶地	1.2	400	600	480～700，平均 570
	1.4	400	600	530～730，平均 608
陕西富平	1.0	400	600	586～605，平均 595
陕西富县	1.0	400	600	580～760，平均 650

3. 挤密效果

桩间土挤密效果的检测，应抽样检验处理深度内桩间土的平均挤密系数、湿陷性及常规物理力学指标，检测方法可采用探井取样、钻孔、静力触探或轻便触探进行检验和室内土工试验等，必要时进行静载荷试验检测。

桩间土挤密效果检测以平均挤密系数是否达到要求为准。检验方法采用开挖探井，检测探井数每项单体工程或建筑单元不应少于 3 个。按每 1.0m 为一层，在相应深度处用环刀取挤密土样测试密度、含水量，一般取样 6～9 个点，计算各点的干密度、挤密系数，并计算各层桩间土挤密系数的平均值。采用标准贯入、静力触探、动力触探或其他原位测试方法检测桩间土挤密效果时，应与同条件土工试验进行对比。

4. 湿陷性

采用开挖探井检测桩间土挤密效果同时，按每 1.0m 间隔取桩间土不扰动土试样进行湿陷系数、压缩性、剪切强度、渗透性等室内土工试验。

对需消除湿陷性的重要电力工程，应按 GB 50025《湿陷性黄土地区建筑规范》的方法进行现场浸水载荷试验，以判定处理后地基消除湿陷性的实际效果。施工前进行过载荷试验和浸水载荷试验时，若施工与试验条件相符，质量检验可根据试验阶段数据进行对比分析。

5. 地基承载力

挤密桩复合地基竣工验收时，承载力检验应采用复合地基载荷试验，每项单体工程或建筑地段不应少于 3 点。建筑行业标准 JGJ 79《建筑地基处理技术规范》规定复合地基承载力特征值可按以下原则取值：

（1）当压力-沉降曲线上极限荷载能确定，而其值不小于对应比例界限的 2 倍时，可取比例界限；当其值小于对应比例界限的 2 倍时，可取极限荷载的一半。

（2）当压力-沉降曲线是平缓的光滑曲线时，可取相对变形值（承压板沿降量 s 与承压板宽度 b 或直径 d 的比值）s/b 或 s/d=0.008 所对应的压力。

六、实例

1. 工程概况

某火力发电厂工程场地上部地层主要为黄土状粉土，属自重湿陷性场地，地基承载力低，冷却塔等建（构）筑物地基处理采用钻孔挤密桩复合地基方案。

2. 场地岩土工程条件

工程场地所处地貌单元为黄河右岸Ⅳ级阶地，冷却塔地段地层主要由②层黄土状粉土、③层卵石、④层黄土状粉土及⑤层卵石组成，地下水位埋藏深度大于 60m。

冷却塔地段②层黄土状粉土具湿陷性，场地为自重湿陷性场地，地基湿陷等级Ⅲ级（严重），从自然地面起湿陷下限深度 10.2～14.6m。地基土主要物理力学性质指标见表 16-21。

表 16-21 ②层黄土状粉土主要物理力学性质指标

指标项	范围值	平均值
天然含水量 w（%）	5.3～16.2	10.6
重力密度 γ（kN/m^3）	13.3～16.3	14.8
天然孔隙比 e	0.883～1.152	1.015
饱和度 Sr（%）	14.3～42.3	27.9
液限 w_L（%）	25.1～27.9	26.4
塑限 w_P（%）	17.3～18.7	18.0
塑性指数 I_P	6.3～10.4	8.0
黏聚力 c（kPa）	7.0～28.8	15.6

续表

指标项	范围值	平均值
内摩擦角 φ（°）	26.2～33.8	29.7
压缩系数 a_{1-2}（MPa^{-1}）	0.17～0.28	0.20
压缩模量 E_{s1-2}（MPa）	3.0～16.3	8.4
湿陷起始压力 P_{sh}（kPa）	6.0～195.0	89.0
湿陷系数 δ_s	0.016～0.058	0.038
自重湿陷系数 δ_{zs}	0.004～0.074	0.021

3. 原体试验

试验桩间距分为 1.0、1.2m 两种，均按等边三角形布置。设计成孔直径 400mm，夯扩至直径 600mm，桩体材料选用 2:8 灰土，桩长 13.2～15.1m。主要试验结果如下：

（1）标准贯入试验。原状土标准贯入试验锤击数平均值为 11 击，1.0m 桩间距区标准贯入试验锤击数平均值为 28 击，1.2m 桩间距区标准贯入试验锤击数平均值为 23 击，经过挤密后桩间土锤击数较原状土提高 2 倍多。

（2）地基土湿陷性。试验结果表明，两种桩间距试验区桩间土均已完全消除自重湿陷性，且 1.0m 桩间距试验区桩间土已完全消除湿陷性，而 1.2m 桩间距试验区在 4m 以上未完全消除湿陷性，4m 以下基本消除。因此，采用 1.0m 桩间距处理后地基土湿陷性消除效果较 1.2m 桩间距要好。

（3）复合地基载荷试验。表 16-22、表 16-23 为两种桩间距复合地基载荷试验结果，可以看出，两种桩间距处理后天然状态复合地基承载力特征值均大于 300kPa，浸水载荷试验复合地基 1.0m 桩间距区平均值为 290kPa，1.2m 桩间距区平均值为 265kPa。从沉降量来看，天然状态下差别不大，但浸水条件下 1.2m 桩间距比 1.0m 桩间距总沉降量要大，说明在地基遇水浸泡条件下 1.0m 桩间距应用于冷却塔等水工建（构）筑物更安全。

表 16-22　1.0m 桩间距区载荷试验结果

试点编号	极限荷载（kPa）	承载力特征值（kPa）	对应沉降量（mm）	变形模量（MPa）
fh01	＞900	310	6.3	37.1
fh02（浸水）	＞700	260	8.4	23.4
fh03（浸水）	＞700	320	8.4	28.8

表 16-23　1.2m 桩间距区载荷试验结果

试点编号	极限荷载（kPa）	承载力特征值（kPa）	对应沉降量（mm）	变形模量（MPa）
FH01	＞700	400	6.18	57.3
FH02（浸水）	700	290	10.08	26.1
FH03（浸水）	＞700	240	10.08	21.6

4. 工程应用及效果

冷却塔地段黄土状粉土具有自重湿陷性，湿陷下限位于②层底部，地基处理采用钻孔挤密桩复合地基方案，全部消除地基土的湿陷性。钻孔挤密桩桩间距为 1.0m，正三角形布置，每座塔桩数为 9009 根。施工采用机械洛阳铲成孔，孔径 400mm，孔内填料为 2:8 灰土，采用 25kN 夯锤进行夯扩挤密至 600～750mm。环基有效桩长 10.3～19.0m，要求挤密处理后桩间土的平均挤密系数不小于 0.93，复合地基承载力特征值不小于 230kPa，设置厚度 1000mm 的 3:7 灰土垫层，压实系数 0.97。

冷却塔地基处理施工结束后，经地基检测桩间土挤密效果、桩体密实度和复合地基承载力基本满足设计要求，地基湿陷性基本消除，地基处理效果较好。本工程 2011 年 1 月两台机组投产运营，从后期沉降观测资料看，1 号冷却塔虽然沉降满足相关规范要求，但总体变形较大，分析与其处于填方区，回填土的处理效果较原土要差有关。类似工程运行情况表明，冷却塔等水工建（构）筑物的渗水和漏水很难避免，两座冷却塔经进一步采取止水和地面防排水措施后，运行正常可靠。

第七节　素 混 凝 土 桩 法

一、概述

素混凝土桩、桩间土与褥垫层一起构成的复合地基，属于低强度桩复合地基的一种。电力工程地基处理中，桩身混凝土强度一般为 C20～C25。

素混凝土桩多应用于火力发电厂附属或辅助建（构）筑物地基处理，也用于电力工程循环水管道和道路路基处理等。对于冷却塔等受水平荷载控制的建（构）筑物，其适宜性一般优于桩基础，因此应用较广泛。

素混凝土桩适用于处理黏性土、粉土、松散砂土等，对于填土、湿陷性黄土等地基，采用素混凝土桩应慎重。

塑性指数高的饱和软黏土地基不宜采用素混凝土桩。对于处理前地基承载力小于 50kPa 的软弱土，采用素混凝土桩时应加以研究。当处理淤泥质土、有机质土或地下水具有腐蚀性时，需通过现场试验确定其

适用性。

二、原理

素混凝土桩是刚性桩的一种，是将碎石桩加以改造，在桩体中掺入水泥、粉煤灰、石屑（或砂）加水拌合，形成黏结强度较高的桩体。素混凝土桩、桩间土和褥垫层一起形成复合地基。相比碎石桩而言，素混凝土桩可以使桩的侧阻力和端阻力得到更充分的发挥，桩的作用提高更大，复合地基承载力提高更为明显。

当采用挤土工艺时，通过成桩过程中的挤密作用，提高桩间土密实度，可以消除地基的液化性。

三、设计

素混凝土桩复合地基的设计，主要需确定六个设计参数：桩长、桩径、桩间距、桩体强度、褥垫层材料、褥垫层厚度。

1. 素混凝土桩复合地基的设计原则

素混凝土桩复合地基设计应符合以下主要原则：

（1）复合地基承载力要满足建（构）筑物荷载的要求；

（2）复合地基沉降满足规范对建（构）筑物地基变形的要求，或满足设计对建（构）筑物变形的特殊要求；

（3）满足桩体、桩间土变形协调的要求；

（4）满足环境条件对地基处理的要求。

2. 素混凝土桩复合地基设计需要具备的资料

素混凝土桩复合地基设计前应搜集以下主要资料：

（1）处理场地的工程地质条件。素混凝土桩设计前应查明拟处理区域内详细的工程地质条件，包括场地内各层土的分布情况和主要物理力学性质、有机质含量、地下水的埋藏情况及腐蚀性、拟建场地的抗震设计条件等。

（2）建（构）筑物结构设计资料。素混凝土桩设计前应取得详细的建筑场地总平面布置图和基础结构设计资料。明确拟建建（构）筑物与周围环境的关系、场地零米与标高的关系、设计对地基承载力和变形的要求等。

3. 施工设备和工艺的选择原则

素混凝土桩的施工设备和施工工艺应结合建（构）筑物荷载及对地基变形的要求、地基土条件、地下水条件、周边环境条件等共同确定。

4. 桩长

桩长应根据建（构）筑物对地基承载力和变形的要求、地层条件和施工设备能力等因素综合确定。

一般情况下，应选择地基强度较高的地层作为桩端持力层。当设计对地基变形要求严格，有条件时也可采用长短桩复合地基。

电力工程素混凝土桩常用的桩长范围在 5～15m 为宜。

5. 桩径

可根据施工设备、成桩工艺以及设计拟采用的置换率、上部结构形式、荷载等综合确定桩径。

电力工程地基处理，素混凝土桩常用桩径为 400～500mm。

6. 桩间距及布桩

桩间距及布桩形式主要原则如下：

（1）桩间距。桩间距应根据设计要求的复合地基承载力和变形、土的性质、采用的施工工艺、地基处理目的综合确定，电力工程一般采用为 3～5 倍桩径，冷却塔环形基础素混凝土桩地基处理一般取 4 倍桩径。

（2）布桩形式。电力工程应根据拟处理地基土性质和主要目的选用合适的布桩形式。

1）冷却塔等建（构）筑物一般按等边三角形布置；

2）当处理松散砂土、粉土等地基，需要挤密桩间土时，等边三角形布置更为适用；

3）对于软黏土地基，考虑到挤密效果不明显，素混凝土桩主要起置换作用，可采用等边三角形或正方形布桩。

（3）布桩范围。一般情况下，素混凝土桩可只布置在基础范围以内。如处理可液化地基时，可在基础外围设置 1～2 排护桩。

7. 桩体

素混凝土桩桩体材料配比按桩身强度控制。桩身强度应满足式（16-26）要求。当复合地基承载力进行基础埋深的深度修正时，桩身强度应满足式（16-27）的要求。

$$f_{cu} \geqslant 4\frac{\lambda R_a}{A_p} \tag{16-26}$$

$$f_{cu} \geqslant 4\frac{\lambda R_a}{A_p}\left[1+\frac{\gamma_m(d-0.5)}{f_{spa}}\right] \tag{16-27}$$

式中　f_{cu}——桩体混合料试块（边长 150mm 立方体）标准养护 28d 立方体抗压强度平均值；

λ——单桩承载力发挥系数，可按地区经验取值；

R_a——单桩竖向抗压承载力特征值，kN；

A_p——桩的截面积，m^2；

γ_m——基础底面以上土的加权平均重度，kN/m^3，地下水位以下取有效重度；

d——基础埋置深度，m；

f_{spa}——深度修正后的复合地基承载力特征值，kPa。

8. 褥垫层

素混凝土桩复合地基应在桩顶和桩间土的顶部铺设散体褥垫层。褥垫层可以保证桩与土共同承担荷载，调整桩与土应力比，保证桩与土协调受力。

根据研究，在相同条件下，桩与土应力比和褥垫层厚度成反比关系，即褥垫层越薄，桩与土应力比越大；褥垫层越厚，桩与土应力比越小。桩与土应力比与褥垫层材料的颗粒粒径也有关系，随着褥垫层材料颗粒粒径的加大，桩与土应力比相应减小。

褥垫层厚度宜为 0.4～0.6d（d 为桩体直接），一般可取 200～300mm。褥垫层材料可选用中砂、粗砂、砾砂、碎石、石屑、级配砂石等，最大粒径不宜大于30mm。

9. 单桩承载力

电力工程素混凝土桩单桩承载力特征值一般通过试验确定。当初步设计需要估算时可按式（16-28）计算。

$$R_a = u_p \sum_{i=1}^{n} q_{si} l_{pi} + q_p A_p \qquad (16\text{-}28)$$

式中 u_p——桩的周长，m。

q_{si}——桩周第 i 层土的侧阻力特征值，kPa。可按勘察报告或地区经验取值。

l_{pi}——桩长范围内第 i 层土的厚度，m。

q_p——桩端阻力特征值，kPa。可按勘察报告或地区经验确定。

10. 复合地基的承载力

电力工程素混凝土桩复合地基承载力特征值应通过复合地基静载荷试验确定，有成熟经验时可采用单桩静载荷试验结果和桩周土的地基承载力特征值结合经验确定。可按式（16-29）计算。

$$f_{spk} = \lambda m \frac{R_a}{A_p} + \beta(1-m) f_{sk} \qquad (16\text{-}29)$$

$$m = d^2 / d_e^2$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力特征值，kPa。

f_{sk}——处理后桩间土的地基承载力特征值，kPa。可按桩周土载荷试验或地区经验确定。如无经验时，对非挤土成桩工艺，可取天然地基承载力特征值；对挤土成桩工艺，黏性土可取天然地基承载力特征值，松散砂土、粉土可取天然地基承载力特征值的 1.2～1.5 倍，原土强度低者取大值。

m——面积置换率。

λ——单桩承载力发挥系数，可按地区经验取值，如无经验时可取 0.8～0.9。

R_a——单桩竖向抗压承载力特征值，kN。可根据单桩载荷试验结果或勘察报告提供的桩侧阻力、端阻力计算。

A_p——桩的截面积，m^2。

β——桩间土承载力发挥系数，可按地区经验取值，如无经验时可取 0.9～1.0。

d_e——单桩等效影响圆的直径，m。等边三角形布桩 d_e=1.05s（s 为桩间距，m），正方形布桩 d_e=1.13s，矩形布桩 d_e=1.13$\sqrt{s_1 s_2}$（s_1 为纵向桩间距，m。s_2 为横向桩间距，m）。

11. 复合地基变形计算

素混凝土桩复合地基变形由褥垫层变形、加固层变形、下卧层变形三部分组成。通常褥垫层变形较小，可以忽略不计。一般可把复合地基变形分为加固层变形和下卧层变形。地基应力场近似地按天然地基进行计算。

素混凝土桩复合地基变形，可按现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定执行，地基变形计算深度应大于处理土层的深度。

加固层内各复合土层的压缩模量取相应的天然土层压缩模量的 ξ 倍，ξ 值按式（16-21）确定。

素混凝土桩的变形计算经验系数 ψ_s，应根据当地沉降观测资料及经验确定。无经验值时，也可按表 16-15 选取。

四、施工

（一）施工设备和工艺

素混凝土桩的施工设备和施工工艺应结合建（构）筑物荷载及对地基变形的要求、地基土条件、地下水条件、施工现场周边环境条件等共同确定。电力工程一般通过现场原体试验检验所选施工设备和工艺的适应性。

素混凝土桩施工工艺常用的有长螺旋成孔压灌成桩工艺、长螺旋成孔灌注成桩工艺、夯扩成孔灌注成桩工艺、洛阳铲成孔灌注成桩工艺。

电力工程常用长螺旋成孔压灌成桩工艺。该法也属于非挤土桩工艺，采用长螺旋钻成孔，管内泵送混合料成桩。该工艺最大优点是噪声小，无泥浆污染，施工速度较快，成孔穿透力强等。缺点是造价相对较高。该工艺适用地层范围广且不受地下水位的影响。

（二）施工要求

素混凝土桩施工控制应符合下列要求：

（1）桩体材料应按设计要求在实验室进行配合比试验，施工现场按室内试验结果配置混合料。

（2）为保证桩头质量，施工桩顶标高宜高出设计桩顶标不小于 0.5m。

（3）施工过程中，应随机抽取混合料做试块抗压强度试验，每台机械每台班不少于一组。

（4）清土和截桩时，应采取措施避免桩顶标高以下桩身造成破坏或桩间土扰动，宜采用人工处理。

（5）褥垫层铺设时宜采用静力压实至设计厚度和密实度，对于较干的砂石材料，虚铺后可适当洒水再进行压实，夯填度一般取 0.90。

（6）冬期施工时，混合料入孔温度应高于 5℃，桩头和桩间土应采取保温措施。

五、检验

（一）施工过程检验

素混凝土桩施工过程中，应检查桩身混合料的配合比、坍落度和提拔钻杆速度、成孔深度、混合料灌放量等。

水泥、粉煤灰、砂及碎石等原材料应符合设计要求，并符合表 16-24 的规定。

表 16-24　素混凝土桩复合地基质量检验标准

项目	序号	检查项目	允许偏差或允许值		备　注
			单位	数值	
主控项目	1	桩体材料	设计要求		查验产品合格证书或抽样送检
	2	水泥用量	参数指标		查看流量计
	3	桩身强度	设计要求		查验 28d 试块抗压强度
	4	单桩承载力	设计要求		单桩静载荷试验
	5	桩身完整性	根据规范		按《建筑基桩检测技术规范》执行
一般项目	1	桩顶标高	mm	+100 −50	水准仪测量，最上部 500mm 不计
	2	桩位偏差	mm	满堂布桩≤0.40d	用钢尺量，d 为桩径
				条基布桩≤0.25d	
	3	桩身垂直度	%	≤1	用经纬仪测桩管
	4	桩径	mm	−20	用钢尺量或计算填料量
	5	桩长	mm	+100	测量桩管长度或孔深
	6	褥垫层夯填度	≤0.9		用钢尺量

施工结束后，应检查桩顶标高、桩位、桩体试块抗压强度、褥垫层的厚度和夯填度。

（二）竣工验收检测

电力工程建（构）筑物素混凝土桩的竣工验收检测包括桩身完整性检测和复合地基承载力检测。

1. 桩身完整性检测

素混凝土桩桩身完整性检测一般采用低应变法。在桩头凿完后即可进行，检查数量不宜少于总桩数的 20%。

2. 复合地基承载力检验

素混凝土桩复合地基承载力检验宜采用复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验，并应符合下列要求：

（1）复合地基承载力检验宜在素混凝土桩施工结束 28d 后进行，其桩身强度满足试验荷载条件。如有条件可适当增加桩身养护时间。

（2）复合地基静载荷试验和单桩静载荷试验的数量不宜少于总桩数的 1%，且每个单体工程的复合地基静载荷试验数量不少于 3 点。

六、实例

（一）工程概况

某火力发电厂一期工程装机容量为 2×330MW。冷却塔基础埋深为 3.0m，基础持力层为稍密状态的粉土，地基承载力特征值 f_{ak}=75kPa，不能满足冷却塔对天然地基的要求，经分析冷却塔环形基础采用 CFG 复合地基处理方案。

（二）场地岩土工程条件

场地在地貌单元上属于洋河二级阶地，地面标高在 593.40～597.25m 之间。地基土主要为冲洪积成因，部分为湖积成因。地层岩性以粉土、粉质黏土、粗砂、砾砂、圆砾和卵石为主。

厂区地下水主要贮存在④层砂土中。一般埋深 3.50～9.80m，相应标高为 586.65～590.25m。

典型地层剖面见图 16-10。各层地基土主要物理力学性质指标见表 16-25。

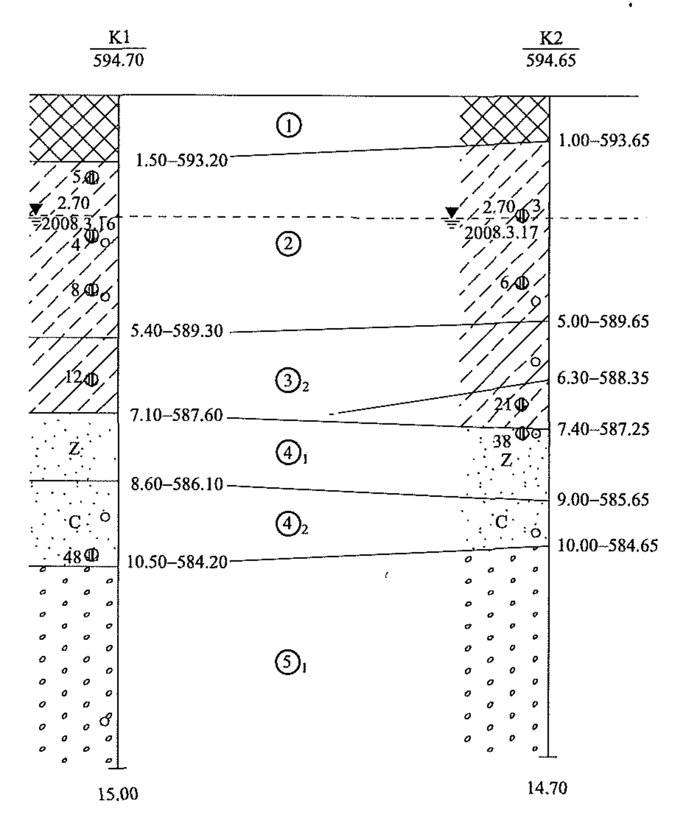


图 16-10 工程地质剖面图

表 16-25 地基土的主要物理力学性质指标

地层编号	地基土名称	重力密度 γ（kN/m³）	天然状态压缩模量 $E_{s0.1\text{-}0.2}$（MPa）	天然状态压缩模量 $E_{s0.2\text{-}0.4}$（MPa）
①	素填土	17.0		
②	粉土	18.0	9.0	9.5
③$_2$	粉质黏土	19.0	5.0	6.0
④$_1$	粉细砂	19.5	9.0	10.0
④$_2$	粗砂	20.0	11.0	12.0
⑤$_1$	圆砾	20.0	15.0	18.0

地层编号	地基土名称	抗剪强度（快剪）黏聚力 c（MPa）	抗剪强度（快剪）内摩擦角 φ（°）	地基承载力特征值 f_{ak}（kPa）
①	素填土			70
②	粉土	10	15	75
③$_2$	粉质黏土	15	16	140
④$_1$	粉细砂	—	32	200
④$_2$	粗砂	—	40	280
⑤$_1$	圆砾	—	40	350

（三）工程应用及效果

该工程冷却塔地段采用了素混凝土桩复合地基处理方案。

场地地层主要为粉土、粉质黏土、粉细砂和粗砂。考虑到处理范围内②层粉土和③$_2$层粉质黏土含水量高，④$_1$层中砂、④$_2$层粗砂在地下水位以下，素混凝土桩要穿过④$_1$层稍密～中密的粉细砂，所以本次试验采用能在地下水位以下施工，且穿透能力强的长螺旋成孔压灌成桩工艺。

本工程素混凝土桩复合地基采用长螺旋成孔压灌成桩工艺，设计桩径 400mm、桩端持力层选择④$_2$层粗砂，桩长 7.0m，正三角形布桩，桩间距 1.60m。褥垫层材料选用中粗砂，厚度 150mm。桩身混合料强度为 C20，坍落度为 160～200mm。

本工程在两个冷却塔之间地段对所选 CFG 复合地基方案进行了原体试验。根据试验结果，三个点单桩复合地基静载荷试验所得承载力特征值分别为 300、250kPa 和 290kPa，对应的沉降分别为 12.81、13.60、13.38mm。综合分析，处理后单桩复合地基承载力特征值 f_{spk} 取 280kPa。

冷却塔地基处理施工结束后，经检测，复合地基承载力均满足设计要求，处理效果良好。本工程 2010 年两台机组投产运营，至今运行正常。

第八节 水泥土搅拌法

一、概述

水泥土搅拌法是采用水泥固化剂与软土搅拌，形成固结体的地基处理方法。水泥土搅拌法具有施工方便、费用低廉等优点，是电力工程软土地基处理中使用较多的地基处理方法，常用于火力发电厂附属和辅助建（构）筑物、贮煤场及其他电力工程的地基加固，由水泥土桩和桩间土组成复合地基，可提高地基强度、减少地基沉降量。

水泥土搅拌法分为深层搅拌法（亦称湿法）和粉体喷搅法（亦称干法）。

深层搅拌法是使用水泥浆作为固化剂的水泥土搅拌法，又有单头搅拌和多头搅拌之分。

粉体喷搅法是以干水泥粉（或石灰粉、石膏、矿渣）作为固化剂的水泥土搅拌法，在目前的技术条件下，采用干法应慎重。

水泥土搅拌法适用于处理淤泥、淤泥质土、粉土、饱和松散砂土、饱和黄土、素填土等地基承载力小于 120kPa 的地基。当用于处理塑性指数大于 25 的黏土或地下水具有腐蚀性时，需通过原体试验确定其适用性。

水泥土搅拌法最适用于软土地基的加固，如沿海一带的海滨平原、河口三角洲、湖盆地周围、山间谷底等沉积的河海相软土。

在沉积厚度大、含水量高、抗剪强度低、压缩性高、渗透性差的软土地区，采用水泥土搅拌法进行电力工程建（构）筑物地基处理技术成熟，处理效果好。

对于塑性指数 $I_p>25$ 的黏性土，应注意采用搅拌法加固的可行性。由于土的黏性很强，易在水泥土搅拌机的搅拌头形成一个大泥团，影响水泥和土粒的均匀搅拌。相反当黏粒含量不足时，可以添加粉煤灰。

当地下水或地基土的 pH 值小于 4 时，土样呈酸性，影响水泥水化反应的进行。此时可在水泥固化剂中掺加水泥用量 5%的石灰。

采用水泥作为固化剂，对含有高岭石、多水高岭石、蒙脱石等黏土矿物的软土加固效果较好，而对含有伊利石、氯化物和水铝石英矿物的黏性土以及有机质含量高、pH 值较低的黏性土加固效果较差。

采用搅拌法加固水下松散砂土或粗粒土时，应特别注意是否存在地下水径流和承压地下水，否则水泥拌入土中，水泥颗粒尚未初凝就会被流水冲走。

某些软土地区的地下水中含有大量硫酸盐，如海水渗入地区或盐渍土地区等。硫酸盐与水泥发生反应时对水泥土具有结晶性侵蚀，会出现桩体开裂、崩解而失去强度，此时应选用抗硫酸盐水泥，以提高水泥土的抗侵蚀性能。

当地表杂填土层厚度大或土层中含直径大于 100mm 的石块时，宜慎重采用搅拌法。

二、原理

水泥土搅拌法的加固机理是以水泥作为固化剂的主剂，通过特制的搅拌机械边钻进边往软土中喷射浆液或雾状粉体，在地基深处就地将软土和固化剂强制搅拌，使喷入软土中的固化剂与软土充分搅拌在一起，由水泥固化剂和软土之间所产生的一系列物理-化学作用，形成的抗压强度比天然土强度高得多，并具有整体性、水稳性的水泥加固土桩柱体，由若干根这类加固土桩柱体和桩间土构成复合地基，以增加地基强度，减小地基沉降。

三、设计

（一）资料搜集

在进行搅拌桩的设计前，应搜集下列资料：

（1）拟处理场地的工程地质资料，包括软土层的分布，地下水条件及地基土、水腐蚀性分析结果；

（2）建（构）筑物上部结构和基础工程资料等。

（二）室内水泥土配比试验

搅拌桩设计前，应进行室内水泥土配合比试验。针对拟处理地基土层的性质，选择合适的水泥固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供不同龄期、不同配比的强度参数。

室内水泥土配比试验应注意以下内容：

（1）制备水泥土的土样采用风干土样或原状土样。制备水泥土可采用不同品种的水泥。

（2）水泥土试样的试验项目包括含水量、质量密度、孔隙率、无侧限抗压强度、抗剪强度、变形模量、压缩模量及抗冻性能等。具体项目可视工程需要选择进行。

（3）电力工程建（构）筑物采用水泥土复合地基，搅拌桩体内的水泥掺入比宜选用 12%～20%。水泥掺入比 α_w 按式（16-30）计算：

$$\alpha_w = \frac{\text{掺加的水泥重量}}{\text{被加固的土体重量}} \times 100\% \qquad (16\text{-}30)$$

（4）对主要以竖向承载的水泥土强度标准值，宜取 3 个月龄期试块的立方体抗压强度平均值。

（5）水泥的外掺剂应通过试验确定。早强剂可选用三乙醇胺、水玻璃等，石膏亦具有早强作用。减水剂可选用木质素磺酸钙。

（三）现场原体试验

电力工程中，水泥土桩体强度应在室内试验的基础上，根据现场原体试验结果确定。原体试验包括以下内容：

（1）根据水泥土室内配合比试验求得最佳配合比，进行现场成桩施工工艺试验；

（2）在相同的水泥掺入比条件下，推求室内试块与现场桩身强度的关系；

（3）确定桩土共同作用的复合地基承载力。

（四）复合地基设计

1. 加固形式的选择

水泥土搅拌法用于地基加固时，布桩多采用柱状加固形式。由于施工机械的区别，水泥土搅拌桩有单柱型和双柱并联型两类。双柱并联型如图 16-11 所示。当地质条件复杂，同一建（构）筑物坐落在两类不同性质的地基土上时，可用 3m 左右的短桩将柱状加固的相邻长桩连成壁状或格栅状，藉以调整和减小不均匀沉降量。

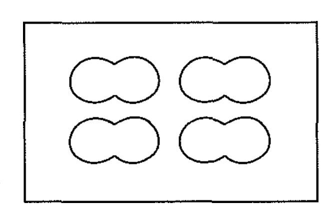


图 16-11 水泥搅拌桩双柱并联型加固

2. 桩长

竖向承载搅拌桩的长度，应根据建（构）筑物上部结构对地基承载力和变形的要求确定，并应穿透软弱土层到达地基承载力相对较高的土层。干法的加固深度不宜大于 15m，湿法的加固深度不宜大于 20m。

当软弱土层较厚，搅拌桩桩长应穿透软弱土层达到下卧强度相对较高的土层。在深厚淤泥及淤泥质土层中应避免采用悬浮桩型。

3. 桩径

水泥土搅拌桩的设计桩径，取决于水泥土桩的施工机械。国内搅拌机的成桩直径一般为500～700mm，一般情况下水泥土搅拌桩的桩径不宜小于500mm。

4. 桩位平面布置

水泥土搅拌桩的总桩数n确定后，可按选定的加固形式和建（构）筑物上部荷载的分布进行布桩。柱状加固时，桩的平面布置以桩距最大，以利充分发挥桩侧摩阻力和便于施工为原则。

布桩宜采取三角形或正方形排列，可仅在建（构）筑物基础范围内布桩，一般不必在基础以外再设置保护桩。

5. 褥垫层布置

在建（构）筑物刚性基础和水泥土搅拌桩之间设置一定厚度的褥垫层，能调整桩和桩间土的应力分担作用，有利于桩间土地基承载力发挥。

褥垫层的材料可采用碎石，褥垫层厚度200mm为宜。

褥垫层可采取满地面均匀铺设，或桩顶面积范围内可不铺设褥垫层，使建（构）筑物基础与水泥土搅拌桩直接接触。在桩身面积范围外铺设碎石垫层，有利于桩侧摩阻力和桩间土强度的发挥。

6. 单桩承载力

承受垂直荷载的水泥土搅拌桩，应使地基土对桩的支承力与桩身强度所确定的承载力相近，并使后者略大于前者最为经济。采用水泥掺入量沿桩身逐渐减小，即桩身强度值逐渐减小的设计，可使得桩长范围内材料强度得到同一水平的发挥，桩的设计更加经济合理。

水泥土桩的单桩承载力特征值R_a宜通过单桩静载荷试验确定。初步设计时也可按式（16-31）和式（16-32）估算，并取其中小值。

$$R_a = \eta f_{cu} A_p \tag{16-31}$$

$$R_a = U_p \sum q_{si} l_i + \alpha A_p q_p \tag{16-32}$$

式中 R_a——单桩竖向抗压承载力特征值，kN。

f_{cu}——与桩身水泥土配方相同的室内水泥土试块（边长为70.7mm的立方体），在标准养护条件下，90d龄期的无侧限抗压强度标准值，kPa。

A_p——桩的截面积，m^2。

η——桩身强度折减系数。干法可取0.2～0.3，湿法可取0.25～0.33。

U_p——桩的周长，m。

q_{si}——桩周第i层土的摩阻力特征值，可取勘察报告的推荐值，kPa。当缺乏经验时，对淤泥可取4～7kPa；对淤泥质土可取6～12kPa；对软塑状态黏性土可取10～15kPa；对可塑状态黏性土可取12～18kPa。

l_i——桩周第i层土的厚度，m。

q_p——桩端天然地基土未经修正的承载力特征值，kPa。可取勘察报告的推荐值，并应按GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定执行。

α——桩端天然地基土的承载力折减系数，可取0.4～0.6。

7. 复合地基承载力

水泥土搅拌桩的桩身强度比刚性桩低，桩距较大时，其复合地基承载力按桩和土共同作用考虑。

水泥土桩复合地基承载力宜通过复合地基载荷试验确定。初步设计时也可按式（16-33）估算：

$$f_{spk} = \frac{mR_a}{A_p} + \beta(1-m) f_{sk} \tag{16-33}$$

式中 f_{spk}——复合地基承载力特征值，kPa。

f_{sk}——桩间天然地基土承载力特征值，kPa。

β——桩间土承载力折减系数。当桩端为软土时，可取0.5～1.0；当桩端为硬土时，可取0.1～0.4。

m——桩土面积置换率。

8. 置换率

根据建（构）筑物设计要求达到的复合地基承载力特征值f_{spk}和单桩设计承载力R_a，按式（16-34）求桩土面积置换率：

$$m = \frac{f_{spk} - \beta f_{sk}}{\dfrac{R_a}{A_p} - \beta f_{sk}} \tag{16-34}$$

9. 桩数

采用柱状加固时，可采用正方形或等边三角形布桩形式，其总桩数按式（16-35）计算：

$$n = \frac{mA}{A_p} \tag{16-35}$$

式中 n——总桩数，根；

A——基础底面积，m^2；

A_p——桩的截面积，m^2。

10. 下卧层地基强度的验算

搅拌桩加固范围以下仍存在软弱下卧层时，应进行下卧层强度验算。

验算时，将搅拌桩和桩间土作为一个假想实体基础，并考虑假想实体基础侧面与土的摩擦力，按式

（16-36）验算实体基础底面的承载力：

$$\frac{f_{spk}A+G-A_s q_{sk}-f_k(A-A_1)}{A_1}<f_2 \quad (16\text{-}36)$$

式中　f_{spk}——加固地基的承载力特征值，kPa；

A——加固地基的面积，m^2；

A_1——假想实体基础的底面积，m^2；

G——假想实体基础的自重力，kN；

A_s——假想实体基础侧表面积，m^2；

q_{sk}——假想实体基础的侧壁上的摩阻力特征值，kPa；

f_k——假想实体基础边缘软土的承载力特征值，kPa；

f_2——假想实体基础经修正后的底面的承载力特征值，kPa。

当下卧层强度不能满足要求时，可重新设计单桩，直至满足要求。

11. 沉降计算

搅拌桩复合地基的变形 s 包括水泥桩体的压缩变形 s_1 与桩端下未处理土层的压缩变形 s_2 之和。沉降计算应符合现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》的有关规定。

12. 柱状水泥土搅拌桩的设计步骤

对于柱状水泥土搅拌桩，设计可采取以下步骤：

（1）根据地层结构进行地基变形计算，由建（构）筑物对变形量的要求确定加固深度，即选择施工桩长。

（2）根据土质条件、水泥固化剂掺量、室内配比试验资料和现场工程经验，选择桩身强度和水泥掺入比及有关施工参数。

（3）根据桩身强度的大小及桩的断面尺寸，由式（16-31）计算单桩承载力。

（4）按上述步骤求得的单桩承载力和由式（16-32）计算得到地基土对桩提供的承载力，计算确定有效桩长。

（5）根据单桩承载力、有效桩长和上部结构所要求达到的复合地基承载力 f_{sp} 值，用式（16-33）和式（16-34）计算桩土面积置换率 m 和桩数计算值 n。

（6）根据桩土面积置换率和基础形式进行布桩，搅拌桩可仅限于在基础平面范围内布置。

（7）计算复合地基变形，若不满足上部建（构）筑物容许值要求时，调整桩长再进行计算。

（8）进行现场原体试验，验证设计的合理性，并根据试验结果对设计方案进行优化。

四、施工

对于湿法施工需注意以下施工要点：

（1）正式施工前，应进行现场原体试验，确定水泥浆的水灰比、泵送时间、搅拌机提升速度和复搅深度等参数，并使注浆泵出口压力保持在 0.5MPa 左右，且保证搅拌提升速度与输浆速度同步。

（2）施工中应严格控制喷浆提升速度 v，提升速度 v 可按式（16-37）计算：

$$v=\frac{\gamma_d Q}{F\gamma a_w(1+\alpha_c)} \quad (16\text{-}37)$$

式中　γ_d，γ——分别为水泥浆和土的重度，kN/m^3；

Q——灰浆泵的额定输浆量，m^3/h；

α_w——水泥掺入比；

F——搅拌头一次切割土的截面积，m^2；

α_c——水泥浆的水灰比。

（3）灌入软土地基中的水泥量取决于搅拌机的提升速度和复搅次数，施工过程中不能随意变更，并应保证水泥浆能定量不间断供应。

（4）水泥固化剂从灰浆泵到达搅拌机械的出浆口需通过较长的输浆管，必须考虑水泥浆到达桩端的泵送时间。一般可通过试打桩确定其输送时间。

（5）对于双轴型中心管喷浆型深层搅拌机的施工工艺为切土下沉、喷浆搅拌提升，因此为了确保搅拌桩底与土体能充分搅拌均匀，要求当水泥浆液到达出浆口后，应不提升搅拌机而喷浆搅拌 30s，在水泥浆与桩端土充分搅拌后，再开始提升搅拌头。

（6）深层搅拌机预搅下沉时，当遇到较坚硬的表土层而使下沉速度过慢时，可适当加水下沉。考虑到搅拌桩设计中一般是按下部最软的土层来确定水泥掺量，因此只要表层的硬土经加水搅拌后的强度不低于下部软土加固后的强度，也能满足设计要求。

（7）深层搅拌机施工时，当加固范围内土体任一点的水泥土每遍经过 20 次的拌和，其强度即可达到较高值。

（8）搅拌桩施工设计停浆面应高出基础底面标高 0.3～0.5m。开挖基坑时，再将上部 0.3～0.5m 的桩身质量较差的桩段挖去。基坑开挖时，基底以上桩体应采用人工开挖，以保护桩头质量。

五、检验

1. 施工质量检验

水泥土搅拌桩的质量控制应贯穿在施工全过程，随时检查施工记录和水泥浆液计量记录，并对照规定的施工工艺对桩体进行质量评定。

施工质量检查重点包括固化剂用量、桩长、桩径、制桩过程中有无断桩现象、搅拌提升时间、复搅次数和复搅长度等。

（1）搅拌桩成桩后 3d 内，可用轻型动力触探试验检验桩身 4～5m 以内的均匀性，可采用静力触探试验测试桩身强度沿深度的变化。

（2）成桩 7d 后，采用浅部开挖桩头，开挖深度宜

超过停浆（灰）面下500mm，目测检查搅拌的均匀性，测量成桩直径。

（3）成桩28d后，可用双管单动取样器钻取芯样作无侧限抗压强度试验。

2. 竣工质量检验

水泥土搅拌桩应采用单桩或多桩复合地基载荷试验检验其承载力。载荷试验宜在成桩28d后进行。

建（构）筑物基槽开挖后，应检验桩位、桩数与桩顶质量。如不符合设计要求，应采取有效的补强措施。

六、实例

（一）工程概况

某滨海燃煤火力发电厂厂址区分布的大面积的深厚海相软土层，具有厚度大、含水率高、孔隙比大、压缩性高、抗剪强度小、地基强度低、工程性质差等特性。

（二）场地岩土工程条件

工程场地主要地层分布如下：

②淤泥：流塑，夹少量腐殖质，层厚约14.0～15.0m。

④淤泥质黏土：软塑～流塑，含少量腐殖质，层厚约12.0～13.0m。

$⑤_2$碎石：稍密～中密，碎石粒径约4～10cm，碎石间充填黏土和砂砾。

（三）地基处理方案

厂区部分附属和辅助建（构）构筑物，如化学水、废水、煤泥沉淀池等具有荷载小但对不均匀沉降敏感的特点，采用水泥土搅拌桩进行地基处理。

水泥土搅拌桩桩长以穿越软弱的②淤泥层为原则，单桩复合地基承载力按不小于120kPa控制。现场进行了水泥土搅拌桩原体试验，对设计参数等进行优化。

（四）现场原体试验

1. 试验参数

试验区分为A、B两区。A区桩中心距1900mm×1300mm，面积置换率28.7%；B区桩中心距1700mm×1200mm，面积置换率34.8%。试验采用直径700mm的双轴水泥土深层搅拌桩，按矩形布置，双轴搭接长度200mm，桩长约18m。

水泥土固化剂选用强度等级为P.O.32.5级和P.O.42.5级的普通硅酸盐水泥，水泥掺量分别为18%和21%，另选取3根水泥掺量15%的单桩作对比。水泥浆的水灰比为0.5。考虑到本地区软土含水量较高，外掺剂采用木质素磺酸钙，主要起减水作用。试验桩采用变掺量设计，即在全桩水泥总掺量不变的情况下，适当增加桩身上部的水泥掺量和搅拌次数。

2. 施工工艺

水泥土搅拌桩由SJB-Ⅱ型深层搅拌桩机施工，搅拌轴转速43r/min。搅拌桩机配有PJ-1型喷浆记录器，能自动控制整个喷浆过程中的每米喷浆量、总喷浆量、喷浆深度、提升速度等参数，以保证整根桩搅拌、喷浆均匀。

试验桩施工工艺按桩身0～8m六搅三喷、8～18m四搅二喷进行。具体流程为预搅下沉→提升搅拌喷浆（0～18m）→重复搅拌下沉→提升搅拌喷浆（0～18m）→第三次搅拌下沉→提升搅拌喷浆（0～8m）。喷浆上提速度小于0.5m/min，下搅速度1.0～1.2m/min。

3. 试验成果

原体试验采用了轻型动力触探试验、低应变动力测试、桩身钻孔取芯及无侧限抗压强度试验等手段对桩身质量进行检验，采用单桩载荷试验和复合地基载荷试验确定搅拌桩的地基承载力。原体试验检测结果表明：

（1）除个别桩桩身存在轻微缺陷外，桩体质量总体完好。采用三喷六搅的上部桩身质量较采用四搅二喷的中、下部桩身为好。

（2）在软土地区，水泥土搅拌桩的破坏主要由桩体强度决定。水泥土搅拌桩的承载力随水泥掺量、置换率、水泥等级的增大（或提高）而增大。采用P.O.32.5级水泥作固化剂时，水泥掺量以15%为基础，每增加3%，单桩承载力大约可增加18%～20%。

（3）经比较，本工程采用P.O.42.5级水泥作固化剂，水泥掺量18%，布桩间距1700mm×1200mm的水泥土搅拌桩地基处理方案为最优。

（五）工程应用效果

此滨海燃煤火力发电厂废水、化学水、煤泥沉淀池、生活污水处理区等附属和辅助建（构）筑物地基处理均采用了水泥土搅拌桩。从建成后的使用效果来看，除个别区域受搅拌桩施工质量等因素的影响，略有沉降不均外，总体上地基处理达到了预想的效果。

第九节 高压喷射法与注浆法

一、高压喷射法

（一）概述

高压喷射法是用高压水泥浆通过钻杆由水平方向的喷嘴喷出，形成喷射流，以此切割土体并与土拌和形成水泥土加固体的地基处理方法，简称为高喷法或旋喷法。

高压喷射法所形成的固结体的形态与高压喷射流的作用方向、移动轨迹和持续喷射时间有密切关系。一般分为旋转喷射（旋喷）、定向喷射（定喷）和摆动

喷射（摆喷）三种（图 16-12），定喷和小角度摆喷较适用于粉土、砂土地层，大角度摆喷和旋喷适用于包括砂土、粉土、黏性土（流塑、软塑、可塑）、淤泥、淤泥质土、黄土及人工填土在内的大部分地层。

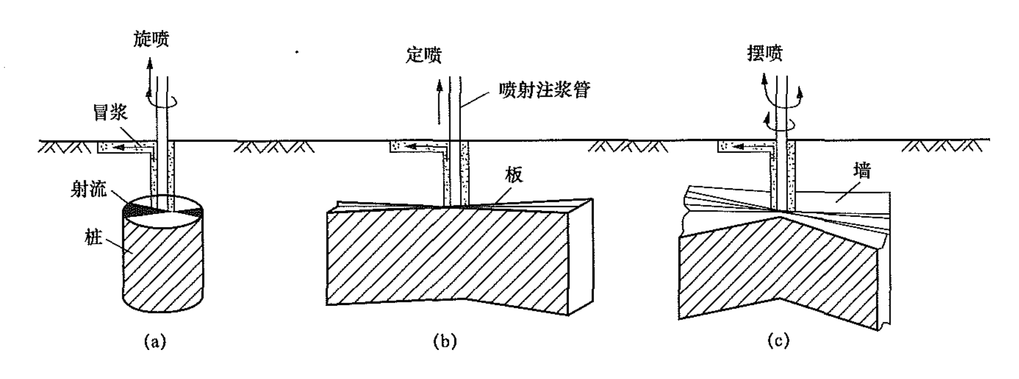


图 16-12 高压喷射法的三种方式

（a）旋转喷射；（b）定向喷射；（c）摆动喷射

旋喷法施工时，喷嘴一面喷射一面旋转并提升，固结体呈圆柱状。旋喷法施工后，在地基中形成的圆柱体，称为旋喷桩，主要用于加固软土地基，也可组成闭合的帷幕，用于截阻地下水流和治理流砂。

定喷法施工时，喷嘴一面喷射一面提升，喷射的方向固定不变，固结体形如板状或壁状。

摆喷法施工时喷嘴一面喷射一面提升，喷射的方向呈一定角度来回摆动，固结体形如较厚墙状。

定喷及摆喷两种方法通常用于基坑防渗、改善地基土的渗流性质和稳定边坡等工程。

（二）工艺类型

根据注浆管的结构和喷浆工艺不同，高压喷射法的基本工艺类型主要有单管法、双管法、三管法和多重管法四种方法，受施工设备等方面的限制，多重管法在电力工程中应用较少。

对于单管法、双管法、三管法，由于喷射流的结构和喷射的介质不同，有效处理长度也不同，以三管法最长，双管法次之，单管法最短。结合工程特点，旋喷形式可采用单管法、双管法和三管法，定喷和摆喷注浆常用双管法和三管法。三种方法的施工参数见表 16-26。

表 16-26 高压喷射法施工参数

分类方法	单管法	双管法	三管法
喷射方法	浆液喷射	浆液、空气喷射	水、空气喷射、浆液注入
硬化剂	水泥浆	水泥浆	水泥浆
常用压力（MPa）	15.0～20.0	15.0～20.0	20.0～40.0（高压） 0.5～3.0（低压）
喷射量（L/min）	60～70	60～70	60～70 80～150
压缩空气（kPa）	不使用	500～700	500～700
旋转速度（r/min）	16～20	5～16	5～16
桩径（cm）	30～60	60～150	80～200
提升速度（cm/min）	15～25	7～20	5～20

（三）适用范围

1. 适用的土质条件

高压喷射法主要适用于处理淤泥、淤泥质土，流塑、软塑或可塑状态的黏性土，粉土、砂土、黄土、素填土和碎石土等地基。对粒径为 20～200mm 卵(砾)石、含量为 30%的砂砾土，喷射效果仍较好。

对土中含有较多的大粒径块石、植物根茎或过多的有机质时，应根据现场试验确定其适用范围，对地下水流速度大、浆液无法凝固、永久冻土及对水泥有严重腐蚀性的地基不宜采用。

2. 工程使用范围

高压喷射法偶用于火力发电厂、变电站工程等，输电线路工程中使用不多，主要使用范围如下：

（1）既有建（构）筑物和新建建（构）筑物的地基处理，多用于发电厂附属和辅助建（构）筑物等的地基加固。

（2）深基坑的侧壁挡水、基坑底部加固、防止管涌等，多用于发电厂循环水泵房、综合泵房等开挖深度较大的深基坑围护。

（3）防水帷幕，如堤坝基础、贮灰场防渗，防止

管道渗漏等。

（四）设计简介

高压喷射法的一般设计程序如图 16-13 所示。

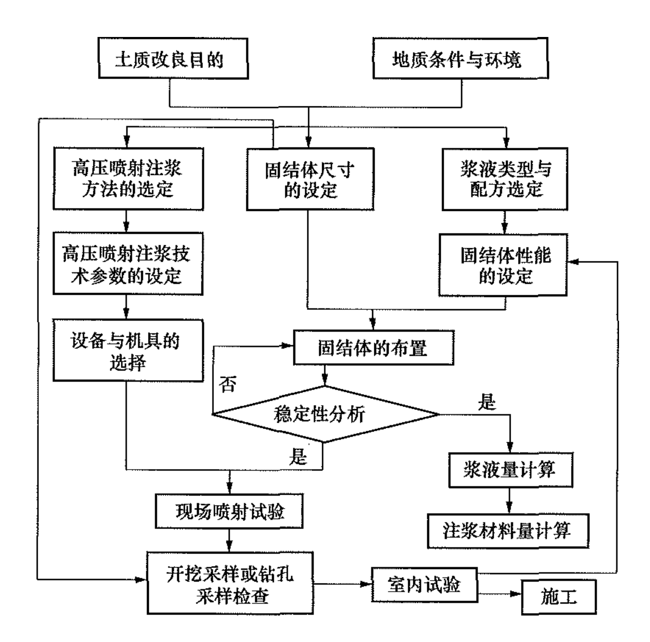


图 16-13 高压喷射法的设计程序

设计内容主要包括以下几个方面：

（1）注浆材料。包括浆液类型与配方。

（2）固结体尺寸。初步选定固结体尺寸和喷射技术参数后，通过现场喷射试验后开挖或钻孔采样确定。

（3）浆液用量。采用体积法和喷量法计算，取其大者作为设计喷射浆量。

（4）固结体性能。包括固结体强度和渗透性等，固结体强度根据设计的固结体尺寸和总桩数来确定。

（5）固结体的布置。包括布孔形式和孔距等，主要根据具体加固目的确定。

（6）现场原体试验及检测。确定施工参数、设计参数及地基承载力、变形模量等。

二、注浆法

（一）概述

注浆法是利用液压、气压和电化学原理，通过注浆管把浆液均匀地注入地层中，浆液以填充、渗透和挤密等方式，赶走土颗粒间或岩石裂隙中的水分和空气后占据其位置，经人工控制一定时间后，浆液将原来松散的土粒或裂隙胶结成一个整体，形成一个结构新、强度大、防水性能高和化学稳定性良好的结合体。

（二）分类

注浆法按浆液分为粒状浆液和化学浆液两大类。粒状浆液又可分为不稳定浆液（包括水泥浆液、水泥砂浆等）和稳定粒状浆液（包括黏土浆液和水泥黏土浆液等）。

注浆法按施工作用不同分为固结注浆、帷幕注浆和接触注浆三种。

注浆法按注浆理论分为渗透注浆、劈裂注浆、压密注浆、电动化学注浆四种。

注浆法按时间先后顺序分为预注浆和后注浆两种。预注浆方式又分为分段式预注浆和全孔一次式注浆两种。

（三）适用范围

1. 适用的土质条件

注浆法适用的土体和对象有很多种，主要如下：

（1）砂土、粉土、砂砾石；

（2）黏性土、填土、湿陷性黄土；

（3）裂隙和破碎岩石；

（4）岩石中的大型洞穴如岩溶洞穴等；

（5）注浆点的覆盖土厚度应大于 2m。

2. 工程适用范围

电力工程中，注浆法主要用于下列加固工程：

（1）已有建（构）筑物的地基加固或纠偏的辅助措施；

（2）深基坑工程的防渗处理、坑底土体加固等；

（3）建（构）筑物软弱地基的加固。

（四）设计简介

1. 注浆设计的程序

注浆设计一般遵循以下几个程序：

（1）工程调查。查明工程特性、地质条件及周边环境等。

（2）方案选择。根据工程性质、注浆目的及地质条件，初步选定注浆方案。

（3）注浆试验。除进行室内注浆试验外，对于电力工程，一般情况下还应选择有代表性的地段进行现场注浆原体试验，以便确定注浆技术参数及检验施工方法及设备。

（4）设计和计算。确定各项注浆参数和技术措施。

（5）补充和修改设计。在施工期间和竣工后的运用过程中，根据观测得到的情况，对原设计进行必要的调整，必要时采取处理措施。

2. 注浆设计内容

设计内容主要包括以下几个方面：

（1）注浆标准。通过注浆要求达到的效果和质量指标。

（2）施工范围。包括注浆程度、长度和宽度。

（3）注浆材料。包括浆材种类和浆液配方。

（4）浆液影响半径。指浆液在设计压力下所能达到的有效扩散距离。

（5）注浆孔布置。根据浆液影响半径和注浆体设计厚度，确定合理的孔距、排距、孔数和排数。

（6）注浆压力。规定不同场地和不同程度的允许最大注浆压力。

（7）注浆效果评估。用多种方法和手段检测注浆效果。

第十七章

基 坑 工 程

基坑工程是集地质工程、岩土工程、结构工程和岩土测试技术于一身的系统工程。基坑施工最简单、最经济的办法是放大坡开挖，但经常会受到场地条件、周边环境的限制，所以需要设计支护系统以保证施工的顺利进行，并能较好地保护周边环境。

基坑工程具有如下特点：

（1）基坑工程具有较大的风险性。基坑支护体系一般为临时措施，其荷载、强度、变形、防渗、耐久性等方面的安全储备较小。

（2）基坑工程具有明显的区域特征。不同区域具有不同的工程地质和水文地质条件，即使同一城市也可能会有较大差异。

（3）基坑工程具有明显的环境保护特征。基坑工程的施工会引起周围地下水位变化和应力场的改变，导致周围土体的变形，对相邻环境会产生影响。

（4）基坑工程理论尚不完善。基坑工程是岩土、结构及施工相互交叉的科学，且受到多种复杂因素相互影响，其在土压力理论、基坑设计计算理论等方面尚待进一步发展。

（5）基坑工程具有很强的个体特征。基坑所处区域地质条件的多样性，基坑周边环境的复杂性、基坑形状的多样性、基坑支护形式的多样性，决定了基坑工程具有明显的个性。

第一节 基坑工程方案设计

一、基坑工程设计原则

（一）基坑支护结构使用期限

基坑支护是为建（构）筑物主体结构地下部分施工而采取的临时性措施。

电力工程设计中，基坑支护设计采用的荷载一般不需考虑长期作用。如果基坑开挖后支护结构的使用持续时间较长，荷载、支护材料性能和基坑周边环境可能会发生变化，为了避免由于忽略延长支护结构使用期而造成超越设计状况，设计时需确定合理的支护结构使用期限。

（二）支护功能要求

基坑支护需要满足基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路的安全和正常使用要求，以及主体建（构）筑物地下结构的施工空间要求。

（三）地下水控制要求

地下水控制的设计与施工需要满足支护结构设计的要求。

（四）基坑工程设计的极限状态

1. 承载能力极限状态

基坑支护设计承载能力极限状态包括下列内容：

（1）支护结构构件或连接因超过材料强度而破坏，或因过度变形而不适于继续承受荷载，或出现压屈、局部失稳；

（2）支护结构及土体整体滑动；

（3）坑底土体隆起而丧失稳定；

（4）支挡式结构，坑底土体丧失嵌固能力而使支护结构推移或倾覆；

（5）锚拉式支挡结构或土钉墙，土体丧失对锚杆或土钉的锚固能力；

（6）重力式水泥土墙整体倾覆或滑移；

（7）重力式水泥土墙、支挡式结构因持力土层丧失承载能力而破坏；

（8）地下水渗流引起的土体渗透破坏。

2. 正常使用极限状态

基坑支护设计正常使用极限状态包括下列内容：

（1）造成基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路等损坏或影响其正常使用的支护结构位移；

（2）因地下水位下降、地下水渗流或施工因素而造成基坑周边建（构）筑物、地下管线、道路等损坏或影响其正常使用的土体变形；

（3）影响建（构）筑物主体地下结构正常施工的支护结构位移；

（4）影响建（构）筑物主体地下结构正常施工的地下水渗流。

二、基坑安全等级和容许变形

1. 基坑安全等级

基坑支护设计时，要综合考虑基坑周边环境和地质条件的复杂程度、基坑深度等因素，支护结构的安全等级见表 17-1。对同一基坑的不同部位，可采用不同的安全等级。

表 17-1　　支护结构的安全等级

支护结构的安全等级	破　坏　后　果
一级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响很严重
二级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响严重
三级	支护结构失效、土体过大变形对基坑周边环境或主体结构施工安全的影响不严重

2. 容许变形

基坑支护设计要明确设定支护结构的水平位移控制值和基坑周边环境的沉降控制值。当基坑开挖影响范围内有建（构）筑物、地下管线、道路时，支护结构水平位移控制值、建（构）筑物及地面沉降控制值应按不影响其正常使用的要求确定，并应符合现行国家标准 GB 50007《建筑地基基础设计规范》及电力行业相关规范中对建（构）筑物地基变形允许值的规定。

三、基坑支护结构形式的选用

基坑支护结构需要根据基坑深度、土层性质、地下水条件、周边环境、建（构）筑物主体地下结构基础形式、基坑平面尺寸及形状、施工工艺的可行性、场地施工条件及季节、经济指标、环保性能和施工工期等因素进行综合考虑。

新建电力工程场地一般具有放坡条件，变电站内建（构）筑物除井池外，一般基础埋深较浅，火力发电厂内建（构）筑物一般基坑深度见表 17-2，除个别深基坑外，可首先考虑采用放坡法进行基坑开挖。对于扩建工程、取水口工程构筑物、深度较大的煤场翻车机室、卸煤沟、循环水泵房等基坑常采用土钉墙、锚杆支护、水泥土墙、护坡桩等。支护结构可参考表 17-3 进行选型。

表 17-2　　火力发电厂建（构）筑物一般基坑深度

序号	地段名称	建（构）筑物名称	基坑深度（m）
1	主厂房区	汽机房、除氧间、煤仓间、锅炉房	5～8
2	炉后区	电除尘、引风机室、空压机房、渣仓、灰库、气化风机房	2.5～3.5
3	脱硫区	脱硫吸收塔、浆液循环泵坑、石膏脱水池、脱硫控制楼、石灰石制浆楼、石灰石浆池	4～6
4	架构出线区	包含主变压器、厂用变压器、起备变压器、升压站、继电器室，出线塔	3～5
5	地下管网	循环水管线、供水管线、排水管线、雨水管线，电缆沟等	5～9
6	输煤系统	转运站、输煤栈桥	3～5
7	烟囱	烟囱	3～6
8	冷却塔	自然通风冷却塔	5～7
		湿冷塔	3.5～4.5
9		机力通风冷却塔	2.5～3.5
10	泵房水池	循环水泵房、循环水池、锅炉补给水池、生活污水池、工业废水池、脱硫废水池、净水站、事故油池、沉煤池	8～15
11	输煤系统	火车（汽车）卸煤沟、翻车机室、碎煤机室	10～25
12	辅助及附属建（构）筑物	启动锅炉房、制氢站、生产办公楼或综合楼、食堂	2～4

表 17-3　　电力工程常用支护结构的适用条件

<table>
<tr><th colspan="2">结构类型</th><th>安全等级</th><th colspan="2">适　用　条　件</th></tr>
<tr><td rowspan="5">支挡式结构</td><td>锚拉式结构</td><td rowspan="5">一级
二级
三级</td><td>适用于较深的基坑</td><td rowspan="5">1. 排桩适用于可采用降水或截水帷幕的基坑；
2. 地下连续墙宜同时用作主体地下结构外墙，可同时用于截水；
3. 锚杆不宜用在软土层和高水位的碎石土、砂土层中；
4. 当邻近基坑有建（构）筑物地下室、地下构筑物等，锚杆的有效锚固长度不足时，不应采用锚杆；
5. 当锚杆施工会造成基坑周边建（构）筑物的损害或违反城市地下空间规划等规定时，不应采用锚杆</td></tr>
<tr><td>支撑式结构</td><td>适用于较深的基坑</td></tr>
<tr><td>悬臂式结构</td><td>适用于较深的基坑</td></tr>
<tr><td>双排桩</td><td>当锚拉式、支撑式和悬臂式结构不适用时，可考虑采用双排桩</td></tr>
<tr><td>支护结构与主体结构结合的逆作法</td><td>适用于基坑周边环境条件很复杂的深基坑</td></tr>
</table>

续表

<table>
<tr><th colspan="2">结构类型</th><th>安全等级</th><th colspan="2">适 用 条 件</th></tr>
<tr><td rowspan="4">土钉墙</td><td>单一土钉墙</td><td rowspan="4">二级
三级</td><td>适用于地下水位以上或经降水的非软土基坑，且基坑深度不宜大于 12m</td><td rowspan="4">当基坑潜在滑动面内有建（构）筑物、重要地下管线时，不宜采用土钉墙</td></tr>
<tr><td>预应力锚杆
复合土钉墙</td><td>适用于地下水位以上或经降水的非软土基坑，且基坑深度不宜大于 15m</td></tr>
<tr><td>水泥土桩
复合土钉墙</td><td>用于非软土基坑时，基坑深度不宜大于 12m；用于淤泥质土基坑时，基坑深度不宜大于 6m；不宜用在高水位的碎石土、砂土、粉土层中</td></tr>
<tr><td>微型桩复合土钉墙</td><td>适用于地下水位以上或经降水的基坑，用于非软土基坑时，基坑深度不宜大于 12m；用于淤泥质土基坑时，基坑深度不宜大于 6m</td></tr>
<tr><td colspan="2">重力式水泥墙</td><td>二级
三级</td><td colspan="2">适用于淤泥质土、淤泥基坑，且基坑深度不宜大于 7m</td></tr>
<tr><td colspan="2">放坡</td><td>二级
三级</td><td colspan="2">1. 施工场地应满足放坡条件；
2. 可与上述支护结构形式结合</td></tr>
</table>

对于特殊情况，基坑支护结构可按下列形式进行考虑：

（1）当基坑不同部位的周边环境条件、土层性状、基坑深度等不同时，可在不同部位分别采用不同的支护形式。

（2）支护结构可采用上部、下部以不同结构类型组合的形式。

（3）采用两种或两种以上支护结构形式时，其结合处应考虑相邻支护结构的相互影响，且应有可靠的过渡连接措施。

（4）支护结构上部采用土钉墙或放坡、下部采用支挡式结构时，支挡式结构应考虑上部土钉墙或放坡的作用。

（5）当坑底以下为软土时，可采用水泥土搅拌桩、高压喷射注浆等方法对坑底土体进行局部或整体加固。水泥土搅拌桩、高压喷射注浆加固体可采用格栅或实体形式。

（6）基坑开挖采用放坡或支护结构上部采用放坡时，应对边坡的滑动稳定性进行验算，边坡的圆弧滑动稳定安全系数（K_s）不应小于 1.2。坡面应设置防护层。

四、基坑工程设计的基本依据

基坑工程设计依据包括基坑所处工程总平面布置图、地质条件、周围环境、施工条件、设计规范、主体建（构）筑物地下结构的设计图纸、各种相关的规划文件、批复文件等。

基坑工程设计之前，应取得工程用地红线图、基础平面和剖面图及地下工程的平面和剖面图，场地的岩土工程勘察报告、水文地质资料，基坑周边环境状况的资料，土建设计和施工对基坑支护结构的要求，有关基坑施工条件的资料，可供选择的施工技术、施工设备性能、类似条件或邻近地段的施工经验等。

五、基坑工程设计内容

基坑工程的设计应在设计依据的收集和整理的基础上进行，基坑工程设计包括如下内容：

（1）支护体系的方案比较和选型；

（2）支护结构的强度和变形计算；

（3）基坑稳定性验算；

（4）围护墙的抗渗计算；

（5）地下水控制方案；

（6）挖土方案；

（7）监测方案与环境保护要求；

（8）应急措施及预案。

六、土参数试验方法及参数选取

基坑设计中土压力及水压力计算、土的各类稳定性验算时，土压力、水压力的分算、合算方法及相应的土的抗剪强度指标根据以下条件选取：

（1）对地下水位以上的各类土，土压力计算及土的滑动稳定性验算时，对黏性土、粉土，土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水抗剪强度指标 c_{cu}、φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c_{cq}、φ_{cq}。对砂土、碎石土，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标 c'、φ'。

（2）对地下水位以下的黏性土、粉土，可采用土压力、水压力合算方法，土压力计算、土的滑动稳定性验算可采用总应力法。土的抗剪强度指标应采用三轴固结不排水抗剪强度指标 c_{cu}、φ_{cu} 或直剪固结快剪强度指标 c_{cq}、φ_{cq}。

（3）对地下水位以下的砂土和碎石土，应采用土压力、水压力分算方法，土压力计算、土的滑动稳定

性验算应采用有效应力法，此时，土的抗剪强度指标应采用有效应力强度指标 c'、φ'。对砂土和碎石土，有效应力强度指标 φ'可根据标准贯入试验实测击数和水下休止角等物理力学指标取值。土压力、水压力采用分算方法时，水压力可按静水压力计算。当考虑地下水渗流时，可按渗流理论计算水压力。

（4）有可靠的地方经验时，土的抗剪强度指标可根据室内土工试验、原位试验得到的其他物理力学指标，按地方经验方法确定。

（5）基坑设计时，对计算参数取值和计算分析结果，应根据工程经验分析判断指标的合理性。

第二节 土 压 力 计 算

一、土压力

土压力的大小及其分布规律同基坑支护结构的水平位移方向和大小、土的性质、支护结构物的刚度及高度等因素有关。土压力根据承受土压力的支护结构可能位移的方向不同，土压力分为静止土压力、主动土压力和被动土压力。

计算作用在基坑支护结构上的土压力时，应考虑下列因素：

（1）基坑内外土的自重；

（2）基坑周边既有和在建的建（构）筑物荷载；

（3）基坑周边施工材料和设备荷载；

（4）基坑周边道路车辆荷载；

（5）冻胀、温度变化及其他因素产生的作用。

二、朗肯土压力理论

朗肯土压力理论是根据半空间的应力状态和土单元体（土中一点）的极限平衡条件而得出的土压力古典理论之一。计算简图见图 17-1。

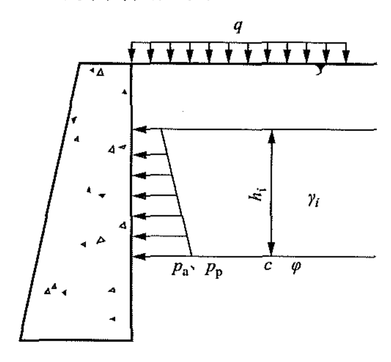


图 17-1 朗肯土压力计算简图

1. 假设条件

（1）挡墙墙背垂直；

（2）墙后土表面水平；

（3）墙背面光滑，即不考虑墙与土间的摩擦力。

2. 朗肯土压力计算

主动土压力按式（17-1）计算，被动土压力式（17-2）计算：

$$p_a=(q+\Sigma\gamma_i h_i)K_a-2c\sqrt{K_a} \tag{17-1}$$

$$p_p=(q+\Sigma\gamma_i h_i)K_p+2c\sqrt{K_p} \tag{17-2}$$

式中 p_a——Σh_i深度处朗肯主动土压力强度，kPa；

p_p——Σh_i深度处朗肯被动土压力强度，kPa；

q——地面均布荷载，kPa；

γ_i——第 i 层土的重度，kN/m³；

h_i——第 i 层土的厚度，m；

K_a、K_p——分别是朗肯主动与被动土压力系数；

c——计算点土的黏聚力，kPa。

主动土压力系数按式（17-3）计算：

$$K_a=\tan^2(45°-\varphi/2) \tag{17-3}$$

式中 φ——计算点土的内摩擦角，（°）。

被动土压力系数按式（17-4）计算：

$$K_p=\tan^2(45°+\varphi/2) \tag{17-4}$$

当主动土压力出现负值时，主动土压力系数取零。

三、库仑土压力理论

库仑土压力理论是以整个滑动土体力系的静力平衡条件来求解主动土压力、被动土压力计算的土压力古典理论之一，计算简图见图 17-2。

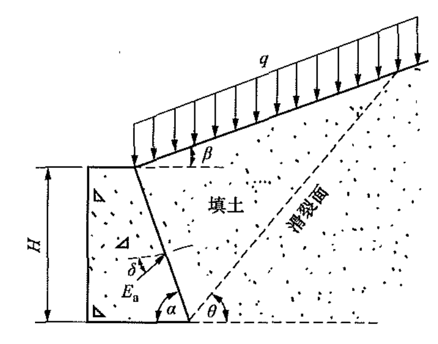


图 17-2 库仑土压力计算简图

1. 假设条件

库仑土压力理论假设条件如下：

（1）墙背俯斜，倾角为 α，墙为刚性；

（2）墙后填土为砂土（$c\approx0$），填土表面坡角为 β；

（3）墙背粗糙，墙土间的摩擦角为 δ。

2. 库仑土压力计算

库仑土压力理论计算主动土压力按式（17-5）计算，被动土压力按式（17-6）计算：

$$E_a=\frac{1}{2}\gamma H^2K_a \tag{17-5}$$

$$E_p=\frac{1}{2}\gamma t^2K_p \tag{17-6}$$

式中 E_a——深度 H 范围内主动土压力，kN/m；

E_p——深度 H 范围内被动土压力，kN/m；

γ——基础开挖深度内土层的平均重度，kN/m³；

H——基坑开挖深度，m；

K_a、K_p——分别是库仑主动与被动土压力系数；

t——支护结构入土深度，m。

主动土压力系数计算见式（17-7）～式（17-9）。

$$K_a=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta-\varphi-\delta)}\cdot A$$

$$\begin{aligned}A=&k_q[\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha-\delta)+\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\beta)]\\&+2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos(\alpha+\beta-\varphi-\delta)\\&-2\{[k_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi-\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi]\\&[k_q\sin(\alpha-\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi]\}^{\frac{1}{2}}\end{aligned}\tag{17-7}$$

$$k_q=1+\frac{2q\sin\alpha\cos\beta}{\gamma h\sin(\alpha+\beta)}\tag{17-8}$$

$$\eta=\frac{2c}{\gamma h}\tag{17-9}$$

式中 δ——土与基坑支护结构外侧的摩擦角，(°)，根据土与支护结构的结合程度，取δ=(1/2～2/3)φ；

q——地表均布荷载（以单位水平投影面上的荷载强度计算），kPa。

被动土压力系数计算见式（17-10）：

$$K_p=\frac{\sin(\alpha+\beta)}{\sin^2\alpha\sin^2(\alpha+\beta+\varphi+\delta)}\cdot B$$

$$\begin{aligned}B=&k_q[\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi+\beta)+\sin(\alpha+\beta)\sin(\alpha+\delta)]\\&-2\eta\sin\alpha\cos\varphi\cos(\alpha+\beta+\varphi+\delta)\\&+2\{[k_q\sin(\alpha+\beta)\sin(\varphi+\beta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi]\\&[k_q\sin(\alpha+\delta)\sin(\varphi+\delta)+\eta\sin\alpha\cos\varphi]\}^{\frac{1}{2}}\end{aligned}\tag{17-10}$$

四、地下水对土压力的影响

在基坑工程设计中，地下水位以下土层的水压力、土压力可采用水土合算或水土分算两种计算方法。

1. 水土合算

水土合算的计算方法以土粒与孔隙水共同组成的土体作为对象，直接用土的饱和重度计算土压力，这一计算方法适用于黏性土和粉土。

当黏性土和粉土土压力采用水土合算时，地下水位以下取土的饱和重度（γ_{sat}）和总应力固结不排水抗剪强度指标（c_{cu}、φ_{cu}）计算。

2. 水土分算

水土分算计算方法，即分别计算土压力和水压力，两者之和即为总的侧压力。这一计算方法适用于土孔隙中存在自由的重力水的情况或土的渗透性较好的情况，一般适用于砂土。

当砂土土压力采用水土分算时，作用于支护结构上的侧压力为土压力和水压力之和。土压力按土的浮重度（γ'）及有效抗剪强度指标（c'、φ'）计算。水压力的计算按基坑内外的静止地下水位计算，当基坑内外地下水存在稳定渗流时，可考虑渗流状态下的孔隙水压力分布。

五、附加荷载作用下的土压力

建（构）筑物基坑周边有邻近建筑、设备基础及施工荷载时，在支护结构上产生的土压力，可按集中荷载、均布荷载与局部均布荷载、地面非水平情况简化方法计算。

（一）集中荷载

集中荷载作用下在支护结构上产生的主动土压力，可按图 17-3 的方法计算。

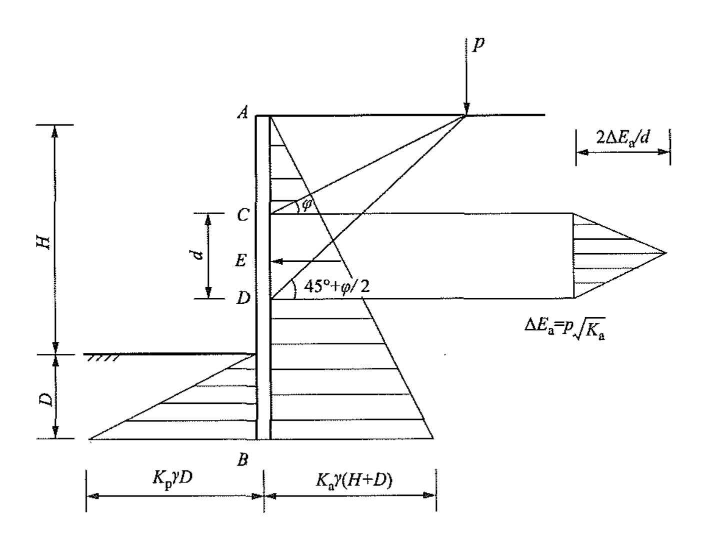


图 17-3 集中荷载作用下主动土压力

（二）均布荷载与局部均布荷载

均布荷载和局部均布荷载作用下在支护结构上产生的主动土压力，可按图 17-4 的方法计算。

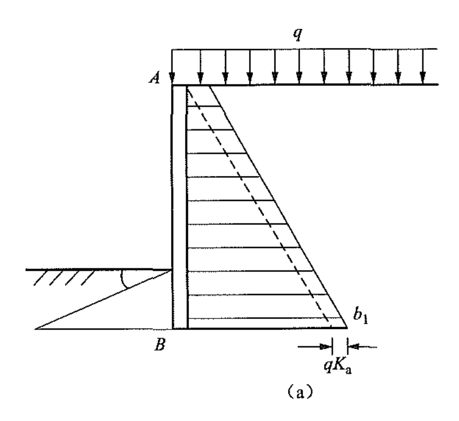


图 17-4 均布荷载和局部均布荷载作用下的主动土压力（一）

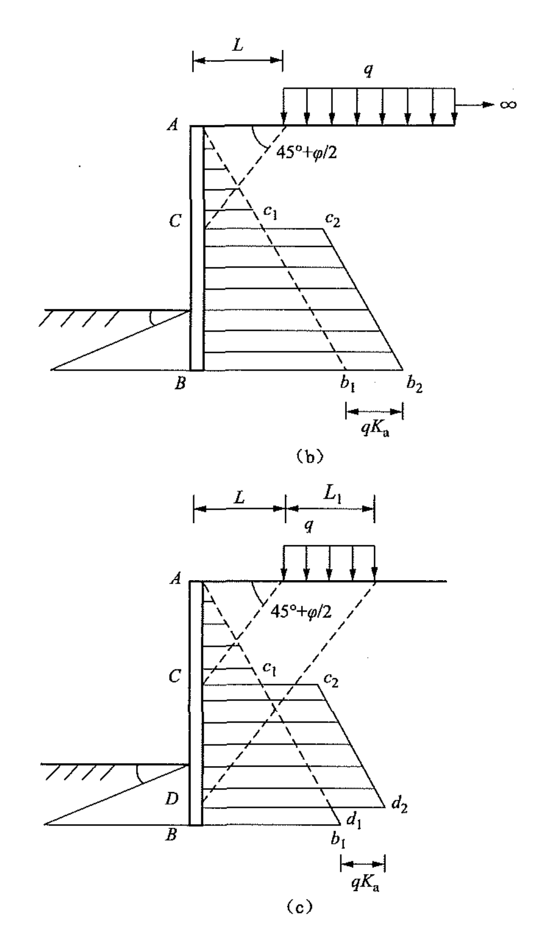


图 17-4 均布荷载和局部均布荷载作用下的主动土压力（二）

（三）地面非水平情况

支护结构上的主动土压力，可按图 17-5 三种情况计算。

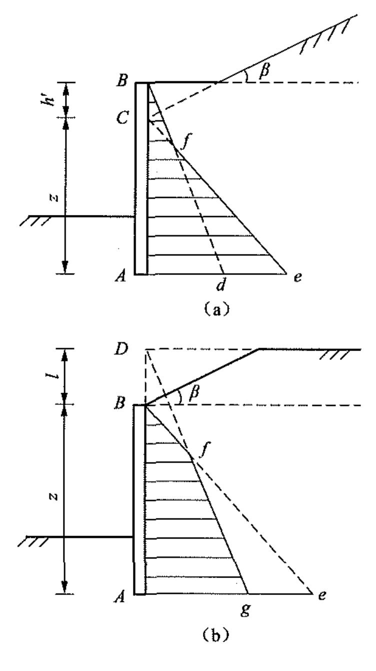


图 17-5 地面非水平时支护结构上主动土压力的近似计算（一）

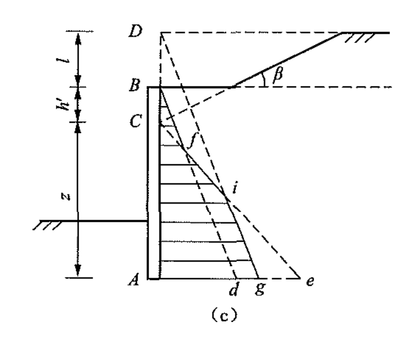


图 17-5 地面非水平时支护结构上主动土压力的近似计算（二）

1. 图 17-5（a）情况

支护结构上的主动土压力计算时，可将倾斜延长到 C 点，分别计算填土表面水平时的主动土压力 $BAdB$，及填土表面倾斜时的主动土压力 $CAeC$，从而得到主动土压力的近似分布图为 $BAefB$。其中 e 点主动土压力 p_{ae} 按式（17-11）计算，d 点主动土压力 p_{ad} 按式（17-12）计算。

$$p_{ae}=\gamma z\cos\beta\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\varphi}} \qquad (17\text{-}11)$$

$$p_{ad}=K_a\gamma(z+h')-2c\sqrt{K_a} \qquad (17\text{-}12)$$

式中 γ——土层重度，kN/m^3；

K_a——主动土压力系数。

其他尺寸符号意义见图 17-4。

2. 图 17-5（b）的情况

支护结构上的主动土压力计算时，可分别计算填土表面为倾斜时的主动土压力分布 $BAeB$，及虚设水平填土的主动土压力分布 $DAgD$，从而得到主动土压力的近似分布图为 $BAgfB$。虚设水平填土的主动土压 p_{ag} 按式（17-13）计算。

$$p_{ag}=K_a\gamma(z+l)-2c\sqrt{K_a} \qquad (17\text{-}13)$$

3. 图 17-5（c）的情况

可按图 17-5（a）及图 17-5（b）的方法叠加计算，计算得到主动土压力的近似分布图为 $BAgifB$。

第三节 基坑稳定性验算

一、基坑整体稳定性验算

对于基坑的整体稳定计算，按平面问题考虑，并采用圆弧滑动面计算，见图 17-6。当有软弱夹层、倾斜基岩面等情况时，宜用非圆弧滑动面计算。

对于支护桩边坡，需计算圆弧切桩与圆弧通过桩尖时的基坑整体稳定性，圆弧切桩时需考虑切桩阻力产生的抗滑作用，见图 17-7。

危险滑弧满足式（17-14）的要求。

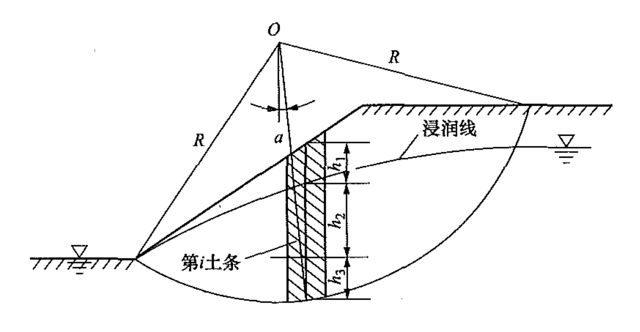


图 17-6 整体稳定性验算

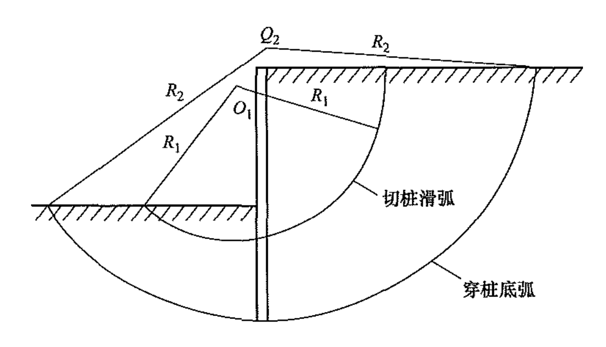


图 17-7 有支护桩边坡稳定性计算

$$K_s \leqslant \frac{M_R}{M_S} \tag{17-14}$$

式中 K_s——基坑整体稳定性安全系数；

M_S——作用于危险滑弧上的总滑动力矩，kN·m；

M_R——作用于危险滑弧上的总抗滑力矩，kN·m。

二、基坑抗隆起验算

当基坑底为软土时，支挡式结构的嵌固深度应满足坑底抗隆起稳定性要求，见图 17-8，并按式（17-15）进行坑底隆起稳定性验算。

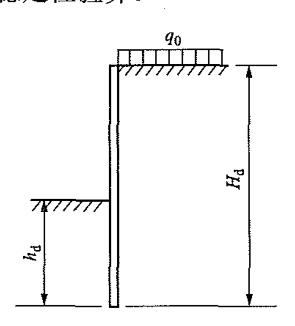


图 17-8 坑底隆起验算

$$\frac{5.14C_u}{\gamma H + q_0} \geqslant K_b \tag{17-15}$$

式中 K_b——抗隆起安全系数；

C_u——挡土墙底面以下土的不排水抗剪强度，kPa；

γ——基坑底面以上外侧土重度，kN/m^3；

H——基坑深度，m；

q_0——基坑边地面超载，kPa。

三、基坑抗突涌验算

当基坑底以下某深度处有承压含水层时（图 17-9），应按式（17-16）验算抗承压水突涌稳定性。

$$\frac{D\gamma}{H_w \gamma_w} \geqslant K_h \tag{17-16}$$

式中 K_h——坑底抗突涌稳定安全系数；

D——基坑底至承压含水层顶板的距离，m；

γ——D 范围内土的平均天然重度，kN/m^3；

H_w——承压水水头高度，m；

γ_w——水的重度，kN/m^3，取 10kN/m^3。

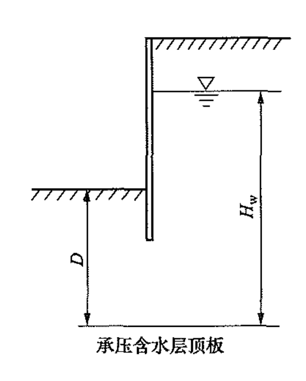


图 17-9 基坑底抗突涌验算

当按式（17-16）验算不满足要求时，基坑开挖和施工应采取降水等措施。

第四节 锚 杆 体 系

一、锚杆式支护结构分类

锚杆是一端锚固在稳定地层中，另一端与支护结构相连，使作用在支护结构上的水压力、土压力通过锚杆拉力最终传递到稳定土层中的结构体系。

锚杆支护技术在电力工程基坑支护已经应用多年，具有多种成熟的、可供选择的锚杆形式。基坑工程支护中，常用的锚杆形式按锚固体受力状态和是否施加预应力进行分类。

（一）按锚固体受力状态分类

锚杆按锚固体受力状态可分为拉力型锚杆与压力型锚杆。拉力型锚杆与压力型锚杆主要区别在于锚杆固定段内的灌浆体处于受拉状态或受压状态。

拉力型锚杆的荷载通过固定段杆体与灌浆体接触的界面上的剪应力由顶端向底端传递。锚杆工作时，固定段的灌浆体处于受拉状态。由于灌浆体自身抗拉强度一般较小，灌浆体容易出现裂缝，导致锚杆长期防腐性能差，但该类型锚杆结构简单、施工方便且造价相对较低，因此，在电力工程基坑中较多地使用该类型锚杆。

压力型锚杆借助特制的承载体和无黏结钢绞线或带套管钢筋使之与灌浆体隔开，将荷载直接传至锚杆底部的承载体，荷载由底端向固定段的顶端传递，受荷时固定段的灌浆体受压，不宜开裂，防腐性能好。该类型锚杆施工相对复杂且造价相对较高，一定程度上限制了其应用发展，电力工程基坑中应用较少。

（二）按是否施加预应力分类

锚杆按是否施加预应力分为预应力锚杆与非预应力锚杆。

预应力锚杆由自由段和锚固段组成，一般采用钢绞线作为锚杆杆体。该类型锚杆具有承载能力高、控制基坑变形能力强的特点，同时该类型锚杆施工工艺相对复杂、造价相对较高。一般适用于对周围环境保护要求较高、开挖深度较深的发电厂翻车机室、汽车卸煤沟等深基坑工程。

非预应力锚杆全长均为锚固段，采用普通的钢筋作为锚杆杆体，锚杆成孔后置入钢筋杆体，进行注浆后即完成锚杆的所有工序。该类型锚杆控制基坑变形能力较一般，承载能力不高，但施工工艺简单、工序少而且工程造价相对较低，一般适用于周围环境无特殊保护要求、开挖深度一般的电力工程基坑。

二、锚杆的设计

在电力工程基坑支护中，锚杆支护一般应用于无流砂及淤泥的发电厂翻车机室和汽车卸煤沟、地下变电站、电缆隧道、电厂的循环水泵房等，锚杆锚固段一般宜在砂土、粉土及黏土中。

锚杆设计包括锚固段长度、自由段长度、锚固体截面及锚固结构稳定性等内容。

1. 锚杆极限抗拔承载力标准值

对于 500kV 及以上的地下变电站、输电等级在 110kV 及以上的电缆隧道或对于其他重要电力工程，锚杆抗拔极限承载力应通过抗拔试验确定。

当有较丰富的地区经验或邻近工程资料时，初步设计阶段锚杆极限抗拔承载力标准值也可按式（17-17）估算，但最终也应经现场抗拔试验验证。

$$R_k = \pi d \sum q_{sik} l_i \tag{17-17}$$

式中 R_k——锚杆极限抗拔承载力标准值，kN。

d——锚杆的锚固体直径，m。

q_{sik}——锚固体与第 i 土层之间的极限粘结强度标准值，kPa。可根据岩土工程勘察资料、工程经验或相应规程规范取值。

l_i——锚杆的锚固段在第 i 土层中的长度，m。

此外，锚杆抗拔极限承载力应符合式（17-18）的要求：

$$\frac{R_k}{N_k} \geqslant K_t \tag{17-18}$$

式中 K_t——锚杆抗拔安全系数；

N_k——锚杆轴向拉力标准值，kN；

R_k——锚杆极限抗拔承载力标准值，kN。

2. 锚杆的轴向拉力标准值

锚杆的轴向拉力标准值应按式（17-19）计算：

$$N_k = \frac{F_h s}{b_a \cos\alpha} \tag{17-19}$$

式中 N_k——锚杆的轴向拉力标准值，kN。

F_h——挡土构件计算宽度内的弹性支点水平反力，kN。参考 JGJ 120《建筑基坑支护技术规程》确定。

s——锚杆水平间距，m。

b_a——结构计算宽度，m。

α——锚杆倾角，(°)。

锚杆杆体的受拉承载力应符合式(17-20)的规定：

$$N = \gamma_R N_k, \quad N \leqslant f_{py} A_p \tag{17-20}$$

式中 N——锚杆轴向拉力设计值，kN。

f_{py}——预应力钢筋抗拉强度设计值，kPa。当锚杆杆体采用普通钢筋时，取普通钢筋强度设计值 f_y。

A_p——预应力钢筋的截面面积，m^2。

γ_R——结构重要性系数与荷载作用基本组合的综合分项系数的乘积；根据 JGJ 120《建筑基坑支护技术规程》，对于安全等级为一级、二级、三级的支护结构，对应结构重要性系数不应小于 1.1，1.0，0.9。荷载作用基本组合的综合分项系数不应小于 1.25。

3. 锚杆的自由段长度

锚杆的自由段长度应按式（17-21）确定，锚杆自由段长度计算图见图 17-10。

$$l_f \geqslant \frac{(a_1 + a_2 - d\tan\alpha)\sin\left(45° - \frac{\varphi_m}{2}\right)}{\sin\left(45° + \frac{\varphi_m}{2} + \alpha\right)} + \frac{d}{\cos\alpha} + 1.5 \tag{17-21}$$

式中 l_f——锚杆自由段长度，m。

a_1——锚杆的锚头中点至基坑底面的距离，m。

a_2——基坑底面至挡土构件嵌固段上基坑外侧主动土压力强度与基坑内侧被动土压力强度等值点 O 的距离，m。对多层土地层，当存在多个等值点时应按其中最深处的等值点计算。

d——挡土构件的水平尺寸，m。

α——锚杆的倾角，(°)。

φ_m——O 点以上各土层按厚度加权的内摩擦角平均值，(°)。

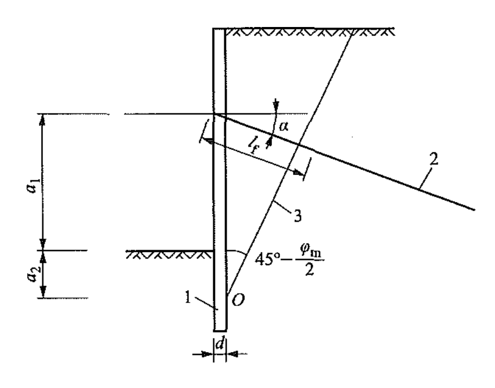


图 17-10 锚杆自由段长度计算图

1—挡土构件；2—锚杆；3—理论直线滑动面

锚杆自由段长度除应符合式（17-21）的规定外，尚不应小于 5.0m。

4. 锚杆的布置及构造

锚杆的布置及构造应符合以下要求：

（1）锚杆材料应优先选用高强钢丝、钢绞线。当设计的锚杆抗拔承载力较低时，也可采用普通钢筋锚杆。锚杆自由段的长度不应小于 5m，且穿过潜在滑动面进入稳定土层的长度不应小于 1.5m。钢绞线、钢筋杆体在自由段应设置隔离套管。

（2）锚杆的水平间距不宜小于 1.5m。多层锚杆，其竖向间距不宜小于 2.0m。当锚杆的间距小于 1.5m 时，应根据群锚效应对锚杆抗拔承载力进行折减或相邻锚杆应取不同的倾角。

（3）锚杆与围护结构之间应设置腰梁、冠梁。腰梁可采用混凝土梁或型钢组合梁。腰梁、冠梁的截面承载力，对型钢组合腰梁、冠梁，应符合现行国家标准 GB 50017《钢结构设计规范》的规定。对混凝土腰梁、冠梁，应符合现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定，且腰梁、冠梁的混凝土强度等级不宜低于 C25。

（4）锚杆钻孔深度应比锚杆长度大 300～500mm；锚杆倾角宜取 10°～40°；锚杆锚固段的上覆土层厚度不宜小于 4.0m，土层中锚固段长度不宜小于 6m。

（5）锚杆锚固段宜采用二次注浆。注浆液采用水泥浆时，水灰比宜取 1:0.50～1:0.55。采用水泥砂浆时，水灰比宜取 1:0.40～1:0.45，灰砂比宜取 1:0.5～1:1.0，拌和用砂宜选用中粗砂。二次压力注浆工艺时，二次压力注浆宜采用水灰比 1:0.50～1:0.55 的水泥浆。二次注浆压力不应大于 5.0MPa 及上覆压力的两倍。

（6）施加预加力时，锚固体强度应不小于设计强度的 75%，预加力施加满足要求后应予以锁定。

（7）电力工程基坑，当锚杆锚固段长度在土体中大于 6～12m。在强风化及以上岩体中大于 3～6m 时，需考虑使用压力分散型锚索。

三、排桩式锚杆支护的设计

排桩式锚杆支护结构主要由支护桩、土层锚杆、腰梁、冠梁等组成。在基坑地下水位较高的地方，支护桩后还应有防渗堵漏的水泥土墙等，它们之间相互联系，相互影响，相互作用，形成一个有机整体。

在电力工程中，排桩式锚杆支护是应用最多的支护形式之一，一般应用于地下水位以上的粉土、砂土、可塑状态的黏性土中，也多用于发电厂的翻车机室、转运站和地下变电站等基础埋深较深的建（构）筑物基坑支护中，有时还和土钉作为联合支护形式使用。

1. 设计计算方法

排桩计算主要由以下三步骤组成：

（1）计算等刚度壁式地下连续墙折算厚度 h。设钻孔桩桩径为 D，桩净距为 t，见图 17-11，则单根桩应按等效为长 $D+t$ 的壁式地下连续墙，令等效后的地下连续墙墙厚为 h，按等刚度原则计算公式见式（17-22）。

$$\frac{1}{12}(D+t)h^3=\frac{1}{64}\pi D^4 \tag{17-22}$$

图 17-11 桩体刚度折算厚度

（2）按厚度为 h 的壁式地下连续墙，按有限元或弹性抗力法计算每延米墙的弯矩 M、剪力 Q 及位移 U。

（3）换算得到相应单桩的弯矩 M_p、剪力 Q_p 及位移 U_p，然后分别进行截面及配筋计算。弯矩 M_p、剪力 Q_p 及位移 U_p，计算公式见式（17-23）～式（17-25）。

$$M_p=(D+t)M \tag{17-23}$$

$$Q_p=(D+t)Q \tag{17-24}$$

$$U_p=U \tag{17-25}$$

腰梁及有锚杆锚固的冠梁应按受弯构件进行设计计算，应根据实际约束条件按连续梁或简支梁计算，计算荷载应取结构分析时得出的支点力设计值。锚杆腰梁的正截面、斜截面承载力，对混凝土腰梁，应符合现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》的规定；对型钢组合腰梁，应符合现行国家标准 GB 50017《钢结构设计规范》的规定。若冠梁不与锚杆（锚索）等传力构件连接，只需按构造要求配筋。

2. 支护构件的选择

排桩锚杆支护结构的各构件应按具体工程条件

选定。

（1）排桩的桩型与成桩工艺应根据桩所穿过土层的性质、地下水条件及基坑周边环境要求等选择混凝土灌注桩、钢管桩、型钢水泥土搅拌桩等。采用混凝土灌注桩时，桩身混凝土等级宜为 C25～C40。支护桩的桩径宜大于或等于 400mm；排桩的中心距不宜大于桩直径的 2.0 倍。

（2）支护桩的纵向受力钢筋宜选用 HRB400、HRB335 级钢筋，单桩的纵向受力钢筋不宜少于 8 根，净间距不应小于 60mm；纵向受力钢筋的保护层厚度不应小于 35mm；采用水下灌注混凝土工艺时，不应小于 50mm。箍筋宜采用螺旋箍筋，间距宜取 100～200mm，直径不宜小于 6mm。排桩正截面受弯及斜截面受剪承载力验算应符合现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》的相关规定。

（3）排桩的桩间宜采用内置钢筋网（钢丝网）的喷射混凝土面层防护。喷射混凝土面层的厚度不宜小于 50mm，混凝土强度等级不宜低于 C20，混凝土面层内配置的钢筋网的纵横向间距不宜大于 200mm。钢筋网（钢丝网）宜采用横向拉筋与两侧桩体连接，拉筋直径不宜小于 12mm，拉筋锚固在桩内的长度不宜小于 100mm。

（4）根据基坑深度和地质条件，锚杆（锚索）可以设置一层或多层，锚杆（锚索）类型可根据土质和施工条件选用。在粉土、砂土层中有承压水时，宜采用不拔管的一次性锚杆。

（5）如果冠梁与锚杆（锚索）等传力构件连接，则冠梁应按受力构件设计，同时排桩桩身纵向受力钢筋伸入冠梁的锚固长度应符合现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》对钢筋锚固的有关规定。

（6）腰梁及锚头中的各部件应根据设计锚固力制作或选用型钢或标准件。腰梁与排桩之间宜设置细石混凝土或素混凝土垫块。

第五节 水 泥 土 墙

一、水泥土墙的特点及适用范围

水泥土墙基坑支护一般指重力式水泥土墙。重力式水泥土墙是以水泥系材料为固化剂，通过固化剂对土体进行加固后形成有一定厚度和嵌固深度的墙体。

重力式水泥土墙特点是依靠墙体自重、墙底摩阻力和墙前开挖面以下土体的被动土压力稳定墙体，以满足基坑整体稳定、抗倾覆稳定、抗滑稳定和控制墙体变形等要求。水泥墙一般采用双轴或三轴水泥土搅拌桩等形式。

鉴于目前施工机械、工艺和控制质量水平，水泥搅拌桩在开挖深度方面适用于不宜超出 7m 的基坑工程。水泥土墙多在土层条件较差且不具备放坡空间的变电站深基坑、发电厂主厂房和循环水泵房及其他埋深在 5～7m 的水工建（构）筑物中使用，但在基坑周边距离 2 倍开挖深度范围内存在对沉降和变形较敏感的建（构）筑物时，不宜采用重力式水泥土墙。

水泥土搅拌桩和高压喷射注浆适用于加固淤泥质土、含水量较高而地基承载力小于 120kPa 的黏土、粉土、砂土等软土地基。对于地基承载力较高、黏性较大或较密实的黏土或砂土，可采用先行钻孔套打、添加外加剂或其他辅助方法施工。当地表杂填土层厚度大或土层中含直径大于 100mm 的石块时，慎重采用水泥搅拌桩。

重力式水泥土墙施工过程中由于注浆压力的挤压作用，周边土体会产生一定的隆起或侧移，在基坑开挖时围护墙体的侧向位移较大。

二、水泥土的工程力学特性

水泥土搅拌桩的强度以 28d 无侧限抗压强度为标准，其值一般应在 0.8～4.0MPa 之间，比天然软土强度提高数十倍到数百倍。若无侧限抗压强度不满足要求，可考虑通过加入外掺剂、改变水泥品种与标号等方式改进。

水泥土的抗剪强度与其法向应力有关。设计时如保守考虑，可取法向应力为零时的抗剪强度作为桩体不排水抗剪强度设计值，一般在无侧限抗压强度的 1/2～1/5 之间。

水泥土的无侧限抗压强度小于 1.5MPa 时，抗拉强度约等于 0.2MPa。

水泥土的强度虽较原状土增加很多，但其破坏应变量较加固前的土体急剧减小。设计时对未加固土的抗剪强度一般不宜取最大值，而应考虑与桩体破坏应变量相当的变形值对应的抗剪强度值。

通过对有关工程及试验资料分析，结果表明，一般情况下，现场桩体强度比室内试块试验强度大约低 25%～35%，设计时现场桩体强度一般取室内试验的 0.6～0.75 倍。

三、水泥土墙结构设计

（一）水泥土墙设计

重力式水泥土墙设计时，除整体稳定性验算外，还应进行墙体正截面应力、抗滑移、抗倾覆等验算。

重力式水泥土墙的破坏形式主要有以下四种：

（1）整体滑移破坏。墙体嵌固深度不够或墙底土体力学性能较差，导致墙体及附近土体整体滑移破坏。

（2）倾覆破坏。墙体抗倾覆稳定性设计欠妥当或墙体后侧由于施工不当、坑边超载等引起墙后土压力

增加导致墙体倾覆。

（3）滑移破坏。墙前被动区土体强度较低、设计抗滑稳定性不够，导致墙体变形过大或整体刚性移动。

（4）墙体自身强度破坏。由于墙体的设计抗压强度、抗拉强度或抗剪强度不够或施工质量达不到设计要求时，导致墙体压、剪或拉等破坏。

1. 重力式水泥土墙的正截面应力验算

重力式水泥土墙的正截面应力验算时，计算截面应包括基坑面以下主动土压力强度、被动土压力强度相等处，基坑底面处、水泥土墙的截面突变处。

重力式水泥土墙拉应力按式（17-26）计算（图17-12）。

$$\frac{6M_i}{B^2}-\gamma_{cs}z\leqslant 0.15f_{cs} \tag{17-26}$$

重力式水泥土墙压应力按式（17-27）计算：

$$\gamma_0\gamma_F\gamma_{cs}z+\frac{6M_i}{B^2}\leqslant f_{cs} \tag{17-27}$$

重力式水泥土墙剪应力按式（17-28）计算：

$$\frac{E_{ak,i}-\mu G_i-E_{pk,i}}{B}\leqslant\frac{1}{6}f_{cs} \tag{17-28}$$

式中 M_i——水泥土墙验算截面的弯矩设计值，kN·m/m；

B——验算截面处水泥土墙的宽度，m；

γ_{cs}——水泥土墙的重度，kN/m³；

z——验算截面至水泥土墙顶的垂直距离，m；

f_{cs}——水泥土开挖龄期时的轴心抗压强度设计值，kPa，应根据现场试验或工程经验确定；

γ_0——支护结构重要性系数，对安全等级为一级、二级、三级的支护结构，其取值不应小于1.1，1.0，0.9；

γ_F——荷载综合分项系数；

$E_{ak,i}$——验算截面以上的主动土压力标准值，kN/m；

$E_{pk,i}$——验算截面以上的被动土压力标准值，kN/m，验算截面在基底以上时，取$E_{pk,i}=0$；

G_i——验算截面以上的墙体自重，kN/m；

μ——墙体材料的抗剪断系数，取0.4～0.5。

2. 重力式水泥土墙的抗滑移稳定性

重力式水泥土墙的抗滑移稳定性验算见式（17-29）、图17-13。

$$\frac{E_{pk}+(G-u_mB)\tan\varphi+cB}{E_{ak}}\geqslant K_{sl} \tag{17-29}$$

当水泥土墙底面在地下水位以下时：

$$u_m=r_w(h_{wa}+h_{wp})/2$$

当水泥土墙底面在地下水位以上时：

$$u_m=0$$

式中 K_{sl}——抗滑移稳定安全系数，其值不应小于1.2；

E_{ak}——作用在水泥土墙上的主动土压力，kN/m；

E_{pk}——作用在水泥土墙上的被动土压力标准值，kN/m；

G——水泥土墙的自重，kN/m；

u_m——水泥土墙底面上的水压力，kPa；

c——水泥土墙底面下土层的黏聚力，kPa；

φ——水泥土墙底面下土层的内摩擦角，(°)；

B——水泥土墙的底面宽度，m；

γ_w——地下水的重度，kN/m³；

h_{wa}——基坑外侧水泥土墙底处的水头高度，m；

h_{wp}——基坑内侧水泥土墙底处的水头高度，m。

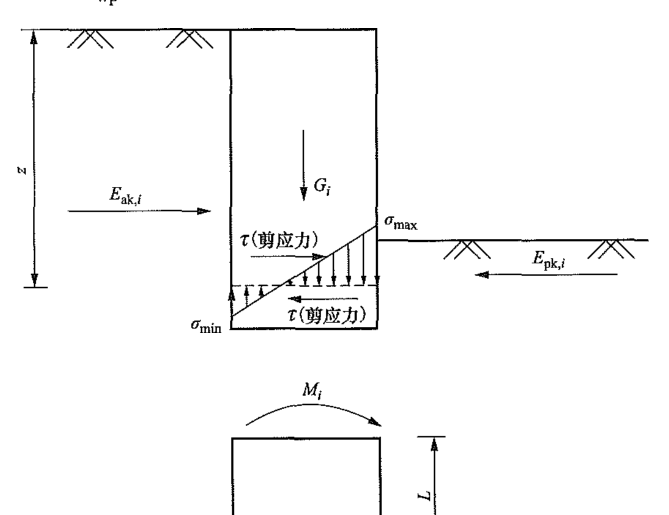


图17-12 重力式水泥土墙的正截面应力验算简图

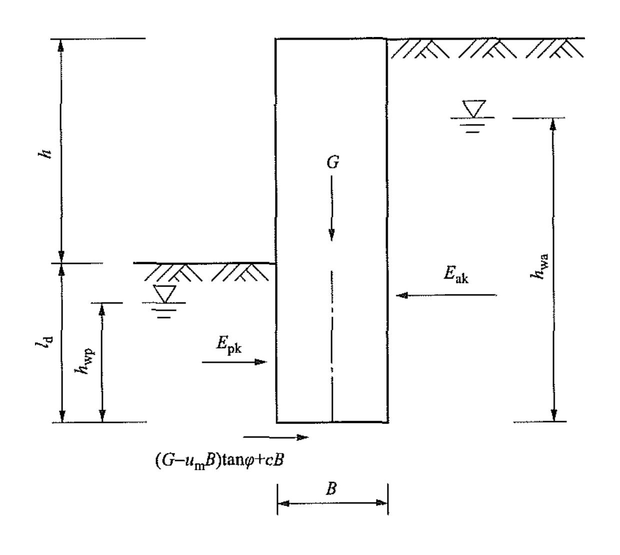


图17-13 抗滑移稳定性验算

3. 重力式水泥土墙的抗倾覆稳定性

重力式水泥土墙的抗倾覆稳定性计算见式（17-30）、

图 17-14。

$$\frac{E_{pk}a_p+(G-u_mB)a_G}{E_{ak}a_a}\geqslant K_{ov} \qquad (17\text{-}30)$$

式中 K_{ov}——抗倾覆稳定安全系数，其值不应小于 1.3；

a_a——水泥土墙外侧主动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离，m；

a_p——水泥土墙内侧被动土压力合力作用点至墙趾的竖向距离，m；

a_G——水泥土墙自重与墙底水压力合力作用点至墙趾的水平距离，m。

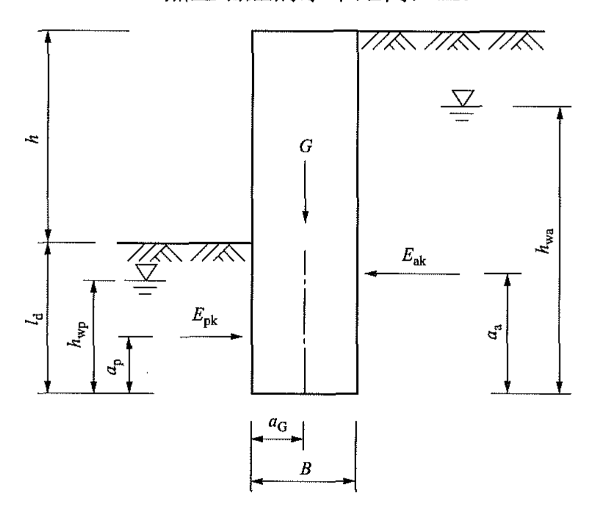


图 17-14 抗倾覆稳定性验算

（二）水泥土墙构造要求

重力式水泥土墙应满足以下构造要求：

（1）重力式水泥土墙宜采用双轴或三轴水泥土搅拌桩相互搭接形成的格栅状结构形式，也可采用水泥土搅拌桩相互搭接成实体的结构形式。搅拌桩的施工工艺宜采用喷浆搅拌法。

（2）双轴水泥土搅拌桩水泥掺量一般取 13%～15%，三轴水泥土搅拌桩水泥掺量一般取 20%～22%，水泥宜采用 P.O 42.5 级普通硅酸盐水泥。

（3）水泥土搅拌桩的强度以 28d 无侧限抗压强度为标准，不应小于 0.8MPa。当需要增强墙身的抗拉性能时，可在水泥土桩内插入杆筋。杆筋可采用钢筋、钢管。杆筋的插入深度宜大于基坑深度。杆筋上端应锚入压顶板内。

（4）水泥土墙顶面宜设置混凝土连接压顶板，压顶板厚度不宜小于 150mm，混凝土强度等级不宜低于 C15。板内应设置双向配筋，钢筋直径不小于 8mm，间距不大于 200mm。

（5）重力式水泥土墙的嵌固深度，淤泥质土不宜小于 1.2h（h 为基坑深度），淤泥不宜小于 1.3h。

（6）重力式水泥土墙的宽度，淤泥质土不宜小于 0.7h，淤泥不宜小于 0.8h。

第六节 土钉墙结构设计

土钉墙主要由植入原状土体中的土钉、黏附于土体表面的钢筋混凝土面层及土钉之间的被加固土体组成，是一种具有自稳能力的挡土墙，可抵抗水土压力及地面荷载等作用力，从而保持开挖面稳定。

一、土钉墙的适用范围及特点

1. 土钉墙的适用范围

电力工程基坑中，单独使用土钉墙支护的工程较少，一般多用于对变形要求一般的发电厂翻车机室及基础底面较深的输煤栈桥转运站等建（构）筑物基坑支护，多与桩锚、锚杆组成联合支护体系。

在地质条件方面，土钉墙适用于地下水位以上或经人工降水后的人工填土、黏性土和弱胶结砂土的基坑支护或边坡加固。土钉墙不适用于以下土层：

（1）含水丰富的粉砂、细砂、中砂、细砂及含水丰富且较为松散的中砂、粗砂、砾砂及卵石层等；

（2）干燥的砂层及相对密度较小的均匀度较好的砂层；

（3）淤泥质土、淤泥等软弱土层；

（4）新近填土、膨胀土等。

2. 土钉墙的特点

（1）结构较合理轻型、具有较高延性和抗震性，破坏前有变形发展过程；

（2）密封性好，钢筋混凝土面层将土坡表面完全覆盖，防止了水土流失及雨水、地下水对边坡的冲刷；

（3）结构可靠度相对较高，土钉数量众多靠群体作用，即便个别土钉有质量问题或失效对整体影响一般不大；

（4）施工设备及工艺简单，不需要复杂的技术和大型机具，施工对周围环境干扰小；

（5）施工速度快、所需场地小，移动灵活，支护结构与土方开挖基本能同步，不需养护或单独占用施工工期，也基本不单独占用空间；

（6）便于信息化设计和施工，能够根据现场监测数据及开挖暴露的地层岩性及时调整土钉参数，提高了工程安全性；

（7）材料用量及工程量较少，工程造价较低。

二、土钉墙的作用机理与受力过程

1. 土钉墙的作用机理

土钉墙通过在土体内设置一定长度和密度的土钉，在充分利用土体自身具有的结构强度及一定自然稳定能力的前提下，形成了以增强边坡稳定能力为主

要目的的复合土体。由于土钉的抗弯、抗拉及抗剪强度远远高于土体，故复合土体的整体刚度、抗拉强度及抗剪强度较原状土均大幅度提高。

土钉与土的相互作用改变了土坡的变形与破坏形态，显著提高了土坡的整体稳定性。土钉墙延缓了塑性变形的发展阶段，呈现出渐进变形与开裂破坏并存且逐步扩展的现象，直至丧失承受更大荷载的能力，一般也不会发生整体性塌滑破坏。

2. 土钉墙的受力过程

荷载首先通过土钉与土的相互作用，然后通过钢筋混凝土面层与土的相互作用，逐步施加及转移到土钉上。

土钉墙受力大致可分为四个阶段：

（1）土钉安设初期，受力很小或基本不受力。此阶段土体基本处于线弹性阶段，土压力主要由土体承担。

（2）随着基坑逐渐挖深，边坡土体产生向坑内位移趋势，主动土压力一部分通过土钉与土摩擦作用直接传递给土钉，一部分作用在面层上，使面层在与土钉连接处产生应力集中，对土钉产生拉力，土体进入塑性变形状态。

（3）基坑继续开挖，土体塑性变形不断增加，土钉与土之间局部相对滑动，剪应力向土钉内部传递，土钉拉力峰值从靠近面层处向中部（破裂面附近）转移，土体进入渐进性开裂破坏阶段。

（4）土体抗剪强度达到极限，土钉在弯剪、拉剪等复合应力状态下注浆体碎裂，钢筋屈服，破裂面贯通，土体进入破坏阶段。

三、土钉墙的设计

（一）土钉墙计算

土钉墙的计算方法主要有工程经验法、极限平衡法及数值分析法，彼此间可互为验证，实际工程中往往综合使用。

土钉墙在基坑工程设计时一般先根据经验初定参数，然后采用极限平衡法进行校核，重要的基坑工程再采用数值分析法辅助分析计算。

1. 整体滑动稳定性验算

依据现行标准 JGJ 120《建筑基坑支护技术规程》，土钉墙采用圆弧滑动条分法对基坑开挖的各工况进行整体滑动稳定性验算。

采用圆弧滑动条分法时，土钉墙整体稳定性计算见式（17-31）、图 17-15。

$$\text{Min}\{K_{s,1},\ K_{s,2},\ \cdots,\ K_{s,i}\cdots\}\geqslant K_s$$

$$K_{s,i}=\frac{\sum[c_jl_j+(q_jb_j+\Delta G_j)\cos\theta_j\tan\varphi_j]+\sum R'_{k,k}[\cos(\theta_k+\alpha_k)+\psi_v]/s_{x,k}}{\sum(q_jl_j+\Delta G_j)\sin\theta_j} \tag{17-31}$$

$$\psi_v=0.5\sin(\theta_k+\alpha_k)\tan\varphi$$

式中 K_s——圆弧滑动整体稳定安全系数；安全等级为二级、三级的基坑，K_s 分别不应小于 1.3、1.25。

$K_{s,i}$——第 i 个滑动圆弧的抗滑力矩与滑动力矩的比值；抗滑力矩与滑动力矩之比的最小值宜通过搜索不同圆心及半径的所有潜在滑动圆弧确定。

c_j——第 j 土条滑弧面处土的黏聚力，kPa。

l_j——第 j 条的滑弧长度，m。取 $l_j=b_j/\cos\theta_k$。

q_j——作用在第 j 土条上的附加分布荷载标准值，kPa。

b_j——第 j 土条的宽度，m。

ΔG_j——第 j 土条的自重，kN，按天然重度计算。

θ_j——第 j 土条滑弧面中点处的法线与垂直面的夹角，(°)。

φ_j——第 j 土条滑弧面处土的内摩擦角，(°)。

$R'_{k,k}$——第 k 层土钉或锚杆在滑动面以外的锚固体极限抗拔承载力标准值与杆体受拉承载力标准值（$f_{yk}A_s$ 或 $f_{ptk}A_p$）的较小值。

θ_k——滑弧面在第 k 层土钉或锚杆处的法线与垂直面的夹角，(°)。

α_k——第 k 层土钉或锚杆的倾角，(°)。

ψ_v——计算系数。

φ——第 k 层土钉或锚杆与滑弧交点处土的内摩擦角。

$s_{x,k}$——第 k 层土钉或锚杆的水平间距，m。

当基坑面以下存在软弱下卧土层时，整体稳定性验算滑动面中尚应包括由圆弧与软弱土层层面组成的复合滑动面。

2. 土钉杆体的受拉承载力

土钉杆体的受拉承载力应符合式(17-32)的规定。

$$N_j\leqslant f_yA_s \tag{17-32}$$

式中 N_j——第 j 层土钉的轴向拉力设计值，kN；

f_y——土钉杆体的抗拉强度设计值，kPa；

A_s——土钉杆体的截面面积，m^2。

3. 土钉杆体抗拔承载力

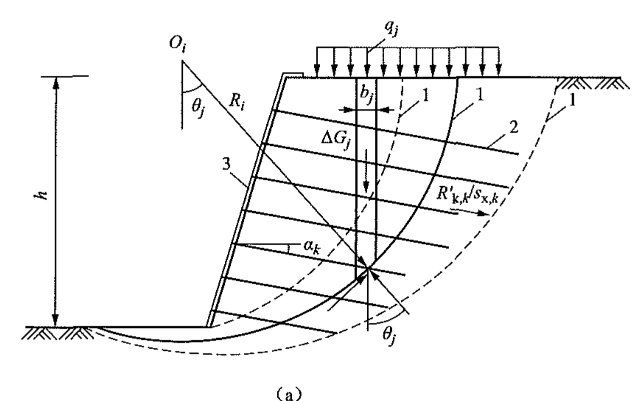
单根土钉的抗拔承载力应符合式（17-33）的规定。

$$\frac{R_{k,j}}{N_{k,j}}\geqslant K_t \tag{17-33}$$

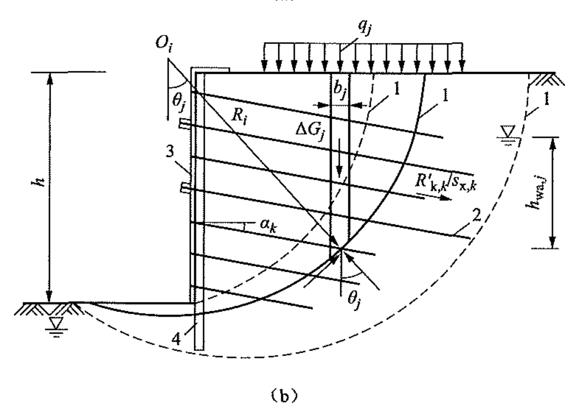
式中 K_t——土钉抗拔安全系数，安全等级为二级、三级的基坑，K_t 分别不应小于 1.6、1.4；

$N_{k,j}$——第 j 层土钉的轴向拉力标准值，kN；

$R_{k,j}$——第 j 层土钉的极限抗拔承载力标准值，kN。



（a）



（b）

图 17-15 土钉墙整体稳定性验算

（a）土钉墙在地下水位以上；（b）水泥土桩复合土钉墙

1—滑动面；2—土钉或锚杆；3—喷射混凝土面层；

4—水泥土桩或微型桩

单根土钉的极限抗拔承载力应通过抗拔试验确定。对安全等级为三级的基坑，单根土钉的极限抗拔承载力标准值可按式（17-34）估算。

$$R_{k,j}=\pi d_j\sum q_{sik}l_i\leqslant f_{yk}A_S \tag{17-34}$$

式中 $R_{k,j}$——第 j 层土钉的极限抗拔承载力标准值，kN；

d_j——第 j 层土钉的锚固体直径，m；

q_{sik}——第 j 层土钉在第 i 层土的极限粘结强度标准值，kPa；

l_i——第 j 层土钉在滑动面外第 i 土层中的长度，m。

4. 单根土钉的轴向拉力

单根土钉的轴向拉力标准值可按式（17-35）计算：

$$N_{k,j}=\frac{1}{\cos\alpha_j}\zeta\eta_j p_{ak,j}s_{xj}s_{zj} \tag{17-35}$$

式中 $N_{k,j}$——第 j 层土钉的轴向拉力标准值，kN；

α_j——第 j 层土钉的倾角，(°)；

ζ——墙面倾斜时的主动土压力折减系数；

η_j——第 j 层土钉轴向拉力调整系数；

$p_{ak,j}$——第 j 层土钉处的主动土压力强度标准值，kPa；

s_{xj}——土钉的水平间距，m；

s_{zj}——土钉的垂直间距，m。

坡面倾斜时的主动土压力折减系数 ζ 可按式（17-36）计算。

$$\zeta=\tan\frac{\beta-\varphi_m}{2}\left(\frac{1}{\tan\frac{\beta+\varphi_m}{2}}-\frac{1}{\tan\beta}\right)/\tan^2\left(45°-\frac{\varphi_m}{2}\right) \tag{17-36}$$

式中 ζ——主动土压力折减系数；

β——土钉墙坡面与水平面的夹角，(°)；

φ_m——基坑底面以上各土层按土层厚度加权的内摩擦角平均值，(°)。

土钉轴向拉力调整系数 η_j 可按式（17-37）、式（17-38）计算。

$$\eta_j=\eta_a-(\eta_a-\eta_b)\frac{z_j}{h} \tag{17-37}$$

$$\eta_a=\frac{\sum_{j=1}^{n}(h-\eta_b z_j)\Delta E_{aj}}{\sum_{i=1}^{n}(h-z_j)\Delta E_{aj}} \tag{17-38}$$

式中 η_j——土钉轴向拉力调整系数；

η_a——计算系数；

η_b——经验系数，可取 0.6～1.0；

z_j——第 j 层土钉至基坑顶面的垂直距离，m；

h——基坑深度，m；

n——土钉层数；

ΔE_{aj}——作用在以 s_{xj}、s_{zj} 为边长的面积内的主动土压力标准值，kN。

（二）土钉墙构造

土钉墙设计应满足以下构造要求：

（1）土钉墙的坡度不宜大于 1:0.2，当基坑较深、土的抗剪强度较低时，宜取较小坡度。对砂土、碎石土、松散填土，确定土钉墙坡度时尚应考虑开挖时坡面的局部自稳能力。

（2）土钉的布置应与基坑滑移面相适应，与土层分布相协调。土钉水平间距和竖向间距宜为 1～2m，对流塑状态淤泥质土中土钉水平间距和竖向间距宜为 0.8m。土钉倾角宜为 5°～20°，其夹角应根据土性和施工条件确定。

（3）对于成孔注浆型钢筋土钉，成孔直径宜取 70～120mm。钢筋宜采用 HRB400 级、HRB335 级钢筋，钢筋直径宜取 16～32mm。沿土钉全长应设置对中定位支架，间距宜取 1.5～2.5m，土钉钢筋保护层厚度不宜小于 20mm。土钉孔注浆材料可采用水泥浆或水泥砂浆，其终凝强度不宜低于 20MPa。

（4）对于钢管土钉，钢管的外径不宜小于 48mm，壁厚不宜小于 3mm。沿钢管周围对称布置注浆孔，注

浆孔的孔径宜取 5～8mm，每个注浆截面的注浆孔宜取 2 个且应对称布置，注浆孔间距宜取 500～1000mm，注浆孔外应设置保护倒刺。钢管土钉的连接采用焊接时，接头强度不应低于钢管强度；可采用数量不少于 3 根、直径不小于 16mm 的钢筋沿截面均匀分布拼焊，双面焊接时钢筋长度不应小于钢管直径的 2 倍。

（5）土钉墙高度不大于 12m 时，喷射混凝土面层厚度宜取 80～100mm。喷射混凝土设计强度等级不宜低于 C20。面层中应配置钢筋网和通长的加强钢筋，钢筋网宜采用 HPB235 级钢筋，钢筋直径宜取 6～10mm，钢筋网间距宜取 150～250mm，钢筋网间的搭接长度应大于 300mm，加强钢筋的直径宜取 14～20mm。当充分利用土钉杆体的抗拉强度时，加强钢筋的截面面积不应小于土钉杆体截面面积的 1/2。

（6）土钉与加强钢筋宜采用焊接连接，其连接应满足承受土钉拉力的要求。当在土钉拉力作用下喷射混凝土面层的局部受冲切承载力不足时，应采用设置承压钢板等加强措施。

（7）当土钉墙墙后存在上层滞水时，应在含水土层部位的墙面设置泄水孔或其他疏水措施。

第七节　基　坑　监　测

一、基坑监测原则

基坑监测的基本原则如下：

（1）开挖深度大于或等于 5m，或开挖深度小于 5m，但现场地质情况和周围环境较复杂的基坑工程，以及其他需要监测的基坑工程应实施基坑工程监测；

（2）监测数据应真实可靠，所有数据应以原始记录为依据，不得篡改、删除原始记录；

（3）监测数据必须是及时的，监测数据需在现场及时处理，发现问题应及时复测和反馈；

（4）监测应整理完整监测记录表、数据报表、变形图表和曲线，监测结束后整理出监测报告；

（5）埋设于土层或结构中的监测元件应尽量减少对结构正常受力的影响，埋设监测元件时应注意与岩土介质的匹配。

二、基坑监测项目

基坑监测的内容分为基坑本体和相邻环境监测两大部分。

基坑本体主要有围护桩墙、支撑（锚）、土钉、立柱、地下水及坑内土层等。

相邻环境主要有基坑周边土层、管线、建（构）筑物、道路等。

基坑工程的现场监测应采用仪器监测与巡视检查相结合的方法，监测项目应与基坑工程设计、施工方案相匹配。

根据国家标准 GB 50497《建筑基坑工程监测技术规范》，建筑基坑工程监测项目应根据表 17-4 进行选择。基坑类别的划分按照国家标准 GB 50202《建筑地基基础工程施工质量验收规范》。

表 17-4　　建筑基坑工程监测项目

监测项目		基坑类别		
		一级	二级	三级
围护墙（边坡）顶部水平位移		应测	应测	应测
围护墙（边坡）顶部竖向位移		应测	应测	应测
深层水平位移		应测	应测	宜测
立柱竖向位移		应测	宜测	宜测
围护墙内力		宜测	可测	可测
支撑内力		应测	宜测	可测
立柱内力		可测	可测	可测
锚杆内力		应测	宜测	可测
土钉内力		宜测	可测	可测
坑底隆起（回弹）		宜测	可测	可测
围护墙侧向土压力		宜测	可测	可测
孔隙水压力		宜测	可测	可测
地下水位		应测	应测	应测
土体分层竖向位移		宜测	可测	可测
周边地表竖向位移		应测	应测	宜测
周边建筑	竖向位移	应测	应测	应测
	倾斜	应测	宜测	可测
	水平位移	应测	宜测	可测
周边建筑、地表裂缝		应测	应测	应测
周边管线变形		应测	应测	应测

三、基坑工程的监测方法

1. 水平位移监测方法

水平位移监测方法包括如下内容：

（1）水平位移监测网宜采用独立坐标系统，并进行一次布网。在基坑施工影响范围外，监测点布设不应少于 3 个。

（2）测定特定方向的水平位移宜采用小角法、经纬仪投点法、视准线法等。

（3）测定监测点任意方向的水平位移可视监测点的分布情况，采用前方交会法、后方交会法、极坐标

法等。

2. 垂直位移监测方法

垂直位移监测方法包括如下内容：

（1）垂直位移监测应采用国家高程系统，基准点应均匀布设于基坑开挖影响范围以外的区域，且不应少于3点。垂直位移监测宜采用几何水准方法。

（2）水准基准点埋设深度不宜小于1m，水准标石基底宜用20cm厚素混凝土浇实，或设于影响区外沉降稳定的建（构）筑物结构上。水准标石的形式可按有关测绘规范、规程执行。

3. 深层侧向变形监测方法

深层侧向变形监测方法包括如下内容：

（1）深层侧向变形采用测斜仪测量，适用于测量围护墙体或坑外土体在不同深度处的水平位移变化。

（2）测斜管宜采用PVC工程塑料等制成，埋设可采用钻孔法。在地下连续墙、钻孔灌注桩、SMW工法桩等围护结构中宜采用绑扎法等方法。

4. 围护结构内力监测方法

围护结构内力监测方法包括如下内容：

（1）围护结构内力可通过在围护结构内部或表面埋设应变计或应力计来测定，适用于对锚杆、支撑、围护墙、立柱、围檩等的内力监测。

（2）围护墙、立柱及围檩内力宜在围护墙、立柱、围檩钢筋笼制作时，在主筋上焊接钢筋应力计来测定。围檩内力亦可在围檩内埋设混凝土应变计来测定。

（3）围护体系内力监测宜考虑温度变化的影响，对钢筋混凝土支撑尚应考虑混凝土收缩、混凝土徐变以及裂缝开展的影响。

（4）内力传感器宜在基坑开挖前一周埋设，取开挖前连续2d测定稳定值的平均值作为初始值。

（5）锚杆拉力可用锚杆应力计测定。当使用钢筋束作为锚杆时，应分别监测每根钢筋的受力，可采用钢筋应力计来测定。当采用预应力锚杆时，锚杆预应力施加前应测读应力计初始读数。

5. 裂缝监测方法

裂缝监测方法包括如下内容：

（1）裂缝监测包括裂缝形态、长度、宽度、描述，裂缝监测宜采用直接测量、摄影测量等方法进行。

（2）对于缝纹清晰的裂缝，现场设置测量基准线，观测时沿测量基准线放置比照尺，与裂缝共同摄像后，在计算机中参照比照尺的比例计算，应尽量采用畸变影响较小的图像中部观测。

6. 倾斜监测方法

倾斜监测方法包括如下内容：

（1）倾斜监测应根据监测对象的现场条件，采用经纬仪投点法、水准测量以及倾斜仪测记、垂准法等方法。

（2）经纬仪投点法采用经纬仪瞄准上部观测点，在底部观测点位置安置水平读数尺直接读取倾斜量，根据上、下观测点高度计算倾斜度。经纬仪正、倒镜法各观测一次算一个测回。

（3）倾斜仪测记法，可采用水管式、水平摆、气泡或电子倾斜仪等进行观测。

（4）垂准法应在顶部监测点安置接收靶，在下部测点安置光学或激光垂准仪，在靶上量取水平位移量与位移方向。

7. 现场巡查

工程经验表明，基坑工程每天进行肉眼巡查是不可或缺的，与其他监测技术同等重要。现场巡查主要观测项目有：

（1）围护体系有无裂缝、较大变形出现；

（2）止水帷幕是否完好；

（3）墙后土体有无裂缝、沉陷及滑移；

（4）基坑有无涌土、流砂、管涌；

（5）周边管道、建（构）筑物、道路等有无破损、裂缝、沉降；

（6）场地地表水、地下水排放状况是否正常，基坑降水设施是否运转正常；

（7）基坑周边地面有无超载。

第十八章

降 水 工 程

基坑降水是指在开挖基坑时，地下水位高于开挖底面，地下水会不断渗入坑内，为保证基坑能在干燥条件下施工，防止边坡失稳、基础流砂、坑底隆起、坑底管涌和地基承载力下降而做的降水工作。

第一节 概 述

一、基坑深度

电力工程施工降水主要以发电厂建（构）筑物基坑为主。变电站施工降水可参照发电厂施工降水进行。输电线路受施工条件限制，当基坑底面位于地下水位以下时，一般采用明排或调整基础形式的方式处理，较少采用井点降水等方案。火力发电厂基坑降水一般按地段分块、分段或按单体建（构）筑物进行，各建（构）筑物一般基坑深度参见表17-2。

二、基坑开挖支护形式

基坑深度较大的发电厂火车（汽车）卸煤沟、翻车机室、取水泵房等建（构）筑物，以及发电厂扩建工程，可能采用基坑支护形式。

三、降水方法及适用条件

电力工程建（构）筑物基坑开挖常用降水方法，根据其抽水、排水方式差异，可分为明排降水和井点降水两种。

（一）明排降水

明排降水法一般适用于开挖涌水量较小，且不易产生流砂、流土、潜蚀、管涌、淘空、塌陷等现象的黏性土、砂土，碎石土或基岩地层，基坑地下水位超出基础底板标高不大于2.0m。

基坑周围边侧设置明排井、排水管沟，应与侧壁保持足够距离，明排集水井、排水管沟不应影响基坑施工。

明排集水井、排水管沟可随基坑（槽）的开挖深度同步进行。基坑（槽）边坡侧壁出现分层渗水时，可在不同高度渗水层设置排水导管、阶梯排水沟等积水导水措施。

（二）井点降水

当电力工程建（构）筑物基坑降水深度较大时，多采用井点降水方法。

1. 管井降水

管井降水是电力工程最为常用的抽排式降水方法，成井方式与供水管井类似，一般适用于厚度大于5.0m第四系含水层、基岩裂隙和岩溶含水层。含水层渗透系数k值宜大于1.0m/d。

降水管井一般布置在基坑边缘线1.0m以外，根据抽水试验的浸润曲线，当井间地下分水岭的水位低于设计降水深度时，应以降水深度反算井间距和井数。基坑范围较大时，可以在基坑内设临时降水管井和观测孔，井口、孔口高度宜随基坑开挖而降低。

2. 引渗井降水

引渗井降水主要适用于基坑深度范围内含水层地下水位高于基坑下部含水层水位，上层含水层的重力水可通过钻孔引导渗入到下部含水层后，其混合水位满足降水要求。当上层含水层水质不满足要求时，不能采用该方法。

引渗井可在基坑内外布置，井间距根据引渗试验确定，井距宜为2.0～10.0m。引渗井深度宜揭穿下部含水层，当厚度大时，揭进厚度不宜小于3.0m。

3. 点井降水

点井降水井主要包括真空点井、喷射点井等口径相对较小的点式井。主要适用于黏土、粉质黏土、粉土等细颗粒地层，且基坑（槽）边坡不稳，易产生流土、流砂、管涌等现象。

降水工程设计采用的方法，可根据降水深度、含水层岩性和渗透性，按表18-1选择。

表18-1 降水方法及其适用范围

降水方法		适宜地层	渗透系数（m/d）	降水深度
明排降水	明排井（坑）	黏性土	＜0.5	＜2m

续表

降水方法		适宜地层	渗透系数（m/d）	降水深度
井点降水	管井	砂土、碎石土	1.0～200.0	>5m
	引渗井	黏性土、砂土	0.1～20.0	由下伏含水层的埋深和水头条件确定
	真空点井	黏性土、粉质黏土	0.1～20.0	单级小于6m，多级小于20m
	喷射点井	砂土	0.1～20.0	<20m

四、降水时间

电力工程基坑施工降水工程开始的时间，在施工图设计阶段之初，随施工图设计阶段进展，逐步进行降水工程作业，直至建（构）筑物基础施工高出地下水位或建筑零米，降水结束。

五、降水工作流程

根据电力工程基坑施工降水要求和降水工程特点，降水工程分为准备阶段、降水工程勘察、降水工程设计、降水工程施工、降水工程监测与维护、提交技术成果等六个基本程序。在此基础上结合电力工程建（构）筑物施工特点和降水工程施工经验具体确定各阶段的工作内容、工作方法后，编制具体的工作流程，见图18-1。

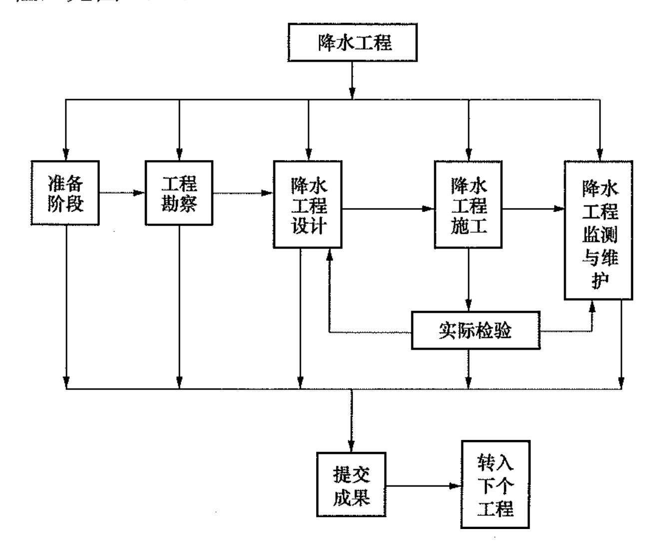


图18-1 电力工程降水工作流程图

第二节 降 水 工 程 勘 察

一、降水工程勘察准备工作

降水工程勘察准备工作包括如下主要内容：

（1）明确任务要求，充分了解建筑总平面布置，掌握降水区域设计图纸，建（构）物基础布置、地下管线、涵洞工程的平面图和剖面图，地面高程与基础底面高程，基坑（槽）、涵洞支护与开挖设计，相邻建（构）筑物与地下管线的平面位置、基础结构和埋设方式条件等。可参阅合同文本约定、设计文件、施工组织设计、开挖图等，最终以施工实施的开挖图为准。

（2）充分理解工程勘察资料、设计资料，并进行降水工程场地踏勘，了解降水工程勘察及施工所需的水源、电源、道路、排水及有无障碍物等现场施工条件。收集当地降水工程的经验与教训，调查降水工程可能影响到的邻近建（构）筑物、生产生活用水源和周边环境，评价其影响，必要时采取适当的措施。

（3）掌握基坑开挖方式及施工顺序，编制基坑降水工作计划。

二、施工降水工程勘察

（一）降水工程勘察大纲编写

降水工程勘察一般在厂区岩土工程勘察的基础上进行，必要时可单独进行勘察工作。在现场踏勘收集整理已有资料后，编写降水工程勘察大纲。

（二）降水工程勘察内容

降水工程勘察包括下列内容：

（1）搜集当地已有的水文气象、地质图、水文地质、工程地质、环境地质、工程环境等资料。

（2）查明厂区地下水类型，含水层与隔水层的空间分布，地下水渗透性，地下水水位动态，水质动态，地下水的补给、径流、排泄，地下水与地表水的关系。

（3）查明第四系土层的物理、力学、化学性质与分布；特殊土的分布和有关物理力学及化学指标，不良地质作用。

（4）查明基岩、裂隙、构造、岩溶、地表水体、涵洞与降水工程的影响关系。

（5）查明基坑降水工程对建（构）筑物、地下设施，水土资源等的影响，以及对降水工程的制约作用。

（6）根据基坑降水面积、深度等要求，结合场地条件确定适宜的降水试验方法。

（7）如果已有资料较全，则以搜集水文气象、地质图、水文地质、工程地质、环境地质、工程环境等资料为主，充分分析和利用收集到的相关资料和工程勘察资料。在获取所需参数后，可进行少量勘探试验工作对资料进行验证，并提交技术成果，提出涉及降水相关建议。当已有资料不能满足降水工程设计需要时，应进行降水工程补充勘察。

（三）勘察孔（井）布置

勘察孔（井）的布置范围，原则上应能控制整个降水区域各水文地质单元，并结合电力工程建（构）

筑物具体位置，突出重点勘察地段。工作量布置应按以下要求考虑：

（1）每个含水层不少于一个勘探孔、一个抽水试验井、一个观测孔。对于发电厂主厂房、水工建（构）物及输煤系统地段，因基坑开挖深度和面积大，且降水时间长，是厂区的重点勘察区，抽水试验井及相应观测孔每区不应少于一组。

（2）试验井结合降水工程的需要布置，观测孔与试验井的距离为1～2倍含水层厚度。

（3）勘探孔布置应能控制降水范围内地层的平面分布，并查明基坑底部以下影响施工作业区地下水含水层的分布状况。

（四）勘察孔（井）结构及深度

（1）勘探孔深度不小于降水深度的2倍，孔径不小于90mm。

（2）试验井井管直径在松散层中不小于200mm，在基岩中不小于150mm，沉砂管长度设置1～2m。

（3）试验井过滤器结构参照现行国家标准 GBJ 27《供水水文地质勘察规范》的要求。

（4）试验井洗井工作应在下管、投料完成后及时开展，洗井应以“水清砂净”标准控制。洗井时同步进行观测孔水位观测。

（5）水泵置入应位于降水深度下不少于2m。

（6）观测孔深度应达到需要观测含水层的层底，孔径50～100mm，成孔、洗井要求同试验井。

（五）降水试验

1. 抽水试验

抽水试验应满足以下要求：

（1）简单降水工程至少做一个单井试验、两次降水深度，其中一次最大降水深度接近基坑底板设计深度。降水试验其稳定延续时间不得少于6h；当抽水不稳定时，其延续时间不小于24h。

（2）观测出水量 Q 和水位降深 s_w，其观测次数与时间间隔按表18-2的规定记录。出水量的观测误差小于5%，水位降深值的观测允许误差为±5mm。

表18-2 水位水量观测时间间隔表

观测内容	观测次数与时间间隔						
出水量及水位降深值	观测次数（次）	5	5	5	3	3	≥3
	时段（min）	1	3	5	10	30	≥60

2. 引渗试验

引渗试验应满足以下要求：

（1）在降水影响半径之内设1～2个引渗试验井。在试验井周围设2～6个观测孔，其深度至下伏含水层中3～5m。

（2）引渗时观测稳定水位、引渗时间、引渗水位下降速度、渗入水量，并分析引渗效果，确定引渗井数量。

3. 注水试验

现场注水试验，地点应选择具有代表性的注水地层。采用直径为1.0m、高度为1.0m的铁环压入地面0.2m后，清除环内土层并按环的直径范围继续清挖0.8m止，再压环顶至与地面平，环底土层整平保持原状，在1/2环高处划一水位线。环中注水，使注水位与水位线始终保持一致。记录注水量和稳定时间，分析评价注水条件、注水效果，并计算地层渗透系数。

（六）降水水文地质参数

降水工程设计中，对水文地质参数的选取尤其重要。参数取值的正确与否直接关系到工程量及降水效果。在降水工程计算中最常见的参数有渗透系数 K、影响半径 R 和弹性释水系数 S。

渗透系数、影响半径和弹性释水系数应采用现场试验观测孔的资料计算。设计降深值应去除水跃值影响，参数计算公式要符合降水场地水文地质的适用条件。

1. 渗透系数 k 值计算

渗透系数 k 值计算要求如下：

（1）单井抽水试验数据，根据 Q-s（Δh^2）关系曲线，采用抽水井的出水量 Q 和水位降深 s 稳定值，按稳定流公式计算承压完整井、潜水完整井及承压转潜水井各条件下的 k 值；

（2）带观测孔抽水试验数据，根据 Q-s（Δh^2）与 lg（r）关系曲线和抽水井出水量，按稳定流公式计算潜水完整井、承压完整井、承压转潜水井各条件下的 k 值；

（3）定流量抽水和观测孔数据，当符合泰斯公式假定条件时，根据任意距离 r、任意时间 t 的水位降深 $s_{r,t}$ 的非稳定关系，可采用双对数或半对数或直线斜率法的非稳定流公式计算 k 值；

（4）当具有越流补给条件时，采用 s/lg（r）关系曲线上拐点处的斜率确定 k 值。

2. 影响半径 R 值的确定

影响半径 R 值按以下步骤确定：

（1）已知 k 值时，采用稳定流公式计算 R 值，稳定流状态承压井参见式（7-1）稳定流状态潜水井参见基本式（7-2）。

（2）根据观测孔水位资料计算确定 R 值。

（3）当没有观测孔资料时，利用稳定流公式与符合适用条件的经验公式，按渗透系数和影响半径迭代计算求出 R 值。

（4）当资料较为丰富时，可多种方法计算，对于差异应进行分析校正。

3. 其他参数计算

其他诸如承压水弹性释水系数、导水系数、给水度等参数可按经验值或计算确定。

4. 水文地质参数确定的其他途径

可以搜集利用电厂施工水源报告、抽水试验成果、岩土工程勘察试验资料，根据降水地段水文地质条件和当地降水工程经验综合选取含水层渗透系数、影响半径、给水度、弹性释水系数。必要时，可对工程场地进行水文地质分区，提供相应的分区参数。

三、特殊性降水工程勘察

1. 基岩裂隙水地区

基岩裂隙水地区降水勘察主要内容如下：

（1）基岩裂隙水区降水工程勘察内容包括基岩风化程度、范围和深度，构造裂隙性质、分布、发育情况、产状特征，基岩裂隙的导水性、充填物和岩脉阻水性，地下水的补给、径流、排泄条件以及泉水的形成，地下水（泉水）水位、水量、水质动态及预测，预测构造断层破碎带“突水”的可能性。

（2）降水工程勘察工作可充分利用工程物探查明基岩构造和裂隙发育，勘察工作量能控制主要含水构造和破碎带。

2. 岩溶地区

岩溶地区降水勘察主要内容如下：

（1）降水工程勘察内容包括查明第四系地层的岩性、厚度、分布，第四系地层与下伏岩溶的接触关系。重点查明浅层岩溶、溶洞、漏斗、暗河、石芽、凹谷、土洞、串珠状洼地等现象的发育程度、形态、成因及充填物。查明深层岩溶发育规律，浅层与深层岩溶的关系。查明岩溶发育与地貌、构造、岩性的关系。

（2）查明岩溶地下水的补给、径流、排泄条件以及泉水露头的成因和条件，观测地下水或泉水水位、水量、水质的动态及预测，预测降水工程影响范围，判断产生地面沉降、淘空、塌陷的可能性及开挖后产生“扩泉”“放水”的可能性。

（3）降水工程勘察工作充分利用地面调查和工程物探，查清岩溶分布和发育规律；勘察工作布置应能控制降水范围和外围地区水力联系；勘察孔数量应能控制主要岩溶发育带和深层岩溶发育带的状况。

3. 涵洞工程

涵洞工程降水勘察主要内容如下：

（1）降水工程勘察内容包括查明涵洞顶底板和侧壁的地层、岩性、裂隙、构造的富水程度和物理力学性质，查明和预测涵洞顶底板和侧壁（或涵洞为双洞或体积很大时）降水前后的稳定性及可能产生的不良现象，查明地下水类型、分布、水位和补排关系，预测涵洞降水水位水量，提出可供选择的降水技术方法。

（2）降水勘察工作要布置，勘察孔（井）宜沿涵洞轴线两侧的涵洞外侧 4.0m 交错布置，勘察孔（井）的深度应穿越涵洞底板以下含水层，不少于 10.0m，地层分布均匀时至少取一段涵洞进行降水试验；当地层分布不均匀时，增加降水试验段。

第三节 降水工程设计

一、设计原则

电力工程建（构）筑物降水工程技术要求应明确，降水工程勘察资料准确。根据技术先进、安全可靠、经济合理的原则，经多方案对比分析后选择最优降水方案，确保降水工程质量。

正确处理降水同建（构）筑物基础施工、水土资源、环境保护、工程环境的关系。重视工程环境问题，防止产生不良环境影响。降水工程设计要选择最佳的降水方案，将地下水位降低至工程要求的降水深度，并论证工程环境影响，当预测可能对环境产生危害时，应提出相应的防治措施。

二、设计依据

降水设计所依据的资料主要来源于三个方面：一是建（构）筑物基础施工设计资料；二是降水勘察资料；三是场地条件。具体设计依据包括以下内容：

（1）降水规程规范、设计文件、合同文本；

（2）降水技术要求，包括降水范围、降水深度、降水时间、工程环境影响等；

（3）降水勘察资料；

（4）建（构）筑物基础平面图，包括相邻建（构）筑物位置及基础资料；

（5）基坑（槽）开挖支护设计和施工进度；

（6）现场进出场、电源、水源等施工条件。

三、降水方案设计

降水方案设计包括以下内容：

（1）降水任务依据。主要包括降水任务来源，降水要求及技术指示书等。

（2）降水工程环境地质条件和现场条件。在降水工程勘察的基础上，应充分分析工程所处环境问题及现场作业条件等。

（3）降水技术方案确定。在分析建设场地降水勘察成果、工程环境及场地条件的基础上，确定技术路线，选择适宜的降水方案，具体方法应细化至各建(构)筑物场地，计算降水井结构、数量、深度、排水量等基本参数，预测和计算降水水位和水量。该计算可借助于市场上较为成熟的降水工程软件，可大大提高工

作效率。

（4）降排水设施布置。降水技术方案应根据建（构）筑物基础平面形状、技术要求和降水地质条件，把选择的降水井和排水设施数量和位置布置在图上，组成降水方案布置图并加以说明。

（5）降水辅助和补救措施。该项工作是针对降水工作可能涉及问题的必要补充，以及可能导致其他问题的预案性措施。

（6）环境问题处理。施工降水往往会引起一些工程环境问题，比如抽水导致的水质恶化，周边建（构）筑物地基沉降变形，基坑底面翻砂冒水，边坡失稳，周边饮用水井干涸等一系列环境问题。对此在进行评估后，对可能导致的环境问题开展专门处理。

（7）施工组织设计。编制降水施工组织程序、施工安排及安全生产的要求。

（8）降水施工及运行维护。提出降水施工工艺、降水监测与维护的有关要求。

（9）降水图表。需要编制的表格主要有降水工程量统计表、设备材料表、施工计划表、工期安排表、工程概预算表等；绘制图纸有降水施工布置图、降水设施结构图、降水水位预测曲线平面与剖面图等。

四、降水施工图设计

（一）降水方式选择及计算内容

降水方式应根据厂区工程地质、水文地质资料及电力工程的施工组织大纲、建筑单体基础施工采用的开挖施工图方案，纳入以上内容，选择确定降水方式进行降水计算。

基坑采用稳定流和非稳定流公式进行计算。按照基坑形状（块状或条状），进行分块概化处理，得出建（构）筑物基坑开挖降水参数，根据计算结果并结合工程经验，最终确定井位布置、管井深度、单井出水量、降水前抽水时间、运行时间。

（二）降水井设计

1. 降水井平面布置

降水井平面布置一般按如下原则进行：

（1）条状基坑宜采用单排或双排降水井，降水井布置在基坑外缘的一侧或两侧。在基坑端部，降水井外延长度为基坑宽度的1～2倍；选择单排或双排应依预测计算确定。

（2）面状基坑降水井在基坑外缘呈封闭状布置，降水井距边坡坡肩线1～2m；当面状基坑很小时，考虑单个井降水。

（3）对于长宽很大、降水深度不同的面状基坑，为确保基坑中心水位降深值满足设计要求或为加快降水速度，可在基坑内增设降水井，并随基坑开挖而逐渐失效。

（4）在基坑运土通道出口两侧应增设降水井，其外延长度不少于通道口宽度的一倍。

（5）在地下水补给方向降水井的应适当加密布置，排泄方向可适当减少。

2. 降水井深度

降水井的深度应根据降水深度、含水层的埋藏分布、地下水类型、降水井的设备条件以及降水期间的地下水位动态等因素确定。建（构）筑物单体基础埋深、降水面积、基坑形状及水文地质条件，管井设计井深根据含水层和隔水层垂向分布确定，均质岩层井深宜为降水深度的2倍。对多层含水层，基坑底面以下含水层承压水位较高时，一般不揭穿下部承压含水层。

降水井的深度可按式（18-1）估算。

$$H_W=H_{W1}+H_{W2}+H_{W3}+H_{W4}+H_{W5}+H_{W6} \quad (18\text{-}1)$$

式中 H_W——降水井深度，m。

H_{W1}——基坑深度，m。

H_{W2}——降水水位距离基坑底要求的深度，m。

H_{W3}——水力坡度 i 与降水干扰井群至基坑中心点的等效距离 r_0 的乘积，m；i 在降水井分布范围内宜为1/10～1/15。

H_{W4}——降水期间的地下水位变幅，m。

H_{W5}——降水井过滤器工作长度，m。

H_{W6}——沉砂管长度，m。

（三）降水总出水量

降水总出水量计算应根据地下水类型、补给条件，降水井的完整性，以及布井方式等因素，合理选择计算公式。

1. 面状基坑

潜水完整井的总出水量可按式（18-2）、式（18-3）计算。

$$Q=\frac{1.366k(2H-s)s}{n\lg R-\lg(r_1r_2\cdots r_n)} \quad (18\text{-}2)$$

或

$$Q=\frac{1.366k(2H-s)s}{\lg R-\lg r_0} \quad (18\text{-}3)$$

式中 Q——基坑出水量，m^3/d；

k——含水层渗透系数，m/d；

H——潜水含水层厚度，m^2；

s——基坑设计水位降深值，m；

n——降水井个数；

R——影响半径，m；

$r_1,r_2,\cdots,r_n$——降水干扰井群分别至基坑中心点的距离，m；

r_0——降水井干扰井群至基坑中心点的等效距离，$r_0=\sqrt[n]{r_1r_2r_3\cdots r_n}$。

承压水完整井的总出水量可按式（18-4）、式（18-5）计算。

$$Q=\frac{2.73kMs}{\lg R-\frac{1}{n}(r_1r_2r_3\cdots r_n)} \quad (18\text{-}4)$$

或
$$Q=\frac{2.73kMs}{\lg R-\lg r_0} \tag{18-5}$$

式中 M——承压水含水层厚度，m；

s——基坑设计水位降深值，m；

r_0——降水干扰井群至基坑中心点的等效距离，m，$r_0=\sqrt[n]{r_1r_2r_3\cdots r_n}$。

2. 条状基坑

潜水完整井的总出水量可按式（18-6）、式（18-7）计算。

$$Q=Lk\frac{H^2-\bar{h}^2}{R} \tag{18-6}$$

或
$$Q=nQ'=n\frac{\pi k(2H-s_w)s_w}{\ln\left(\frac{d'}{\pi r_w}\right)+\frac{\pi R}{2d'}} \tag{18-7}$$

式中 L——条状基坑长度，m；

$\bar{h}$——抽水前与抽水时含水层厚度的平均值，m；

Q'——降水干扰单井出水量，m^3/d；

s_w——降水干扰井设计水位降深值，m；

d'——降水干扰井间距之半，m；

r_w——降水井半径，m。

承压水完整井的总出水量可按式（18-8）、式（18-9）计算。

$$Q=2Lk\frac{Ms}{R} \tag{18-8}$$

或
$$Q=nQ'=n\frac{2\pi kMs_w}{\ln\left(\frac{d'}{\pi r_w}\right)+\frac{\pi R}{2d'}} \tag{18-9}$$

（四）单井出水能力

降水设计中，由基坑总出水量除以总井数得出的单井出水量应小于单井出水能力。单井出水能力可按下列方法确定：

（1）降水管井的出水能力应选择群井抽水中水位干扰影响最大的井，按式（18-10）确定。

$$q=\frac{l'd}{\alpha}\times 24 \tag{18-10}$$

式中 q——管井出水能力，m^3/d；

l'——过滤器淹没段长度，m；

d——过滤器外径，mm；

α——与含水层渗透系数有关经验系数。

含水层的经验系数 α 值，可按表 18-3 确定。

表 18-3 经验系数 α 值

含水层渗透系数 k（m/d）	含水层厚度	
	$H\geq$20m	H<20m
2～5	100	130
5～15	70	100
15～30	50	70
30～70	30	50

（2）真空点井的出水量可按 1.5～2.5m^3/h 选用；

（3）喷射点井的出水量可按表 18-4 选用。

表 18-4 喷射点井出水量

型号	外管直径（mm）	喷射器		工作水压力（MPa）	工作水流量（m^3/d）	单井出水量（m^3/h）	适用含水层渗透系数（m/h）
		喷嘴直径（mm）	混合室直径（mm）				
1.5 型并列式	38	7	14	0.60～0.80	4.70～6.80	4.22～5.76	0.10～5.00
2.5 型圆心式	68	7	14	0.60～0.80	4.60～6.20	4.30～5.76	0.10～5.00
4.0 型圆心式	100	10	20	0.60～0.80	9.60	10.80～16.20	5.00～10.00
6.0 型圆心式	162	19	40	0.60～0.80	30.00	25.00～30.00	10.00～20.00

（五）降水水位预测

1. 基本要求

电力工程特别是发电厂工程，厂区内降水单体较多，施工组织复杂，降水水位预测是一项重要内容，其目的是预报地下水动态水位，控制地下水下降幅度，满足基坑施工要求，水位预测基本要求如下：

（1）合理选择水位预测计算公式及水文地质参数，计算时要考虑井周三维流、紊流的附加水头影响。

（2）当采用点井或辐射井技术进行降水，点井、辐射井的总出水能力大于基坑出水量一倍以上时，可不进行基坑降水水位预测计算。

（3）采用引渗井降水的工程，除布设引渗井的引渗能力大于基坑实际出水量外，尚应计算引渗条件下的下层含水层水位上升值，其水位要低于降水水位。

（4）降水水位预测计算，也可根据多孔抽水试验，按实测抽水影响范围内不同距离的观测孔水位降深资

料，计算基坑降水水位的统计预测值。

（5）对于降水地质条件复杂的降水工程，在具备资料和工期允许的条件下，采用数值法或物理模拟试验进行降水水位预测计算。

（6）基坑内适当布置部分疏干井，加快基坑内地块疏干速度，达到与基坑边缘同步降水效果。一般细颗粒地层降水 20d 左右后，粗颗粒地层降水 10～15d 左右，可满足开挖要求。井中运行动水位埋深控制在距井底 2m 左右。

2. 计算公式

对于管井降水，稳定流状态下水位预测可参见下列公式。

面状基坑潜水完整井基坑计算点地下水位降深可按式（18-11）计算：

$$s_r=H-\sqrt{H^2-\frac{Q}{1.366k}\left[\lg R-\frac{1}{n}\lg(r_1r_2r_3\cdots r_n)\right]} \tag{18-11}$$

面状基坑承压水完整井基坑计算点地下水位降深可按式（18-12）计算：

$$s_r=\frac{0.366Q}{Mk}\left[\lg R-\frac{1}{n}\lg(r_1r_2r_3\cdots r_n)\right] \tag{18-12}$$

条状基坑潜水完整井计算点地下水位降深可按式（18-13）计算：

$$s_X=H-\sqrt{h_1^2+\frac{X}{R}(H^2-h_1^2)} \tag{18-13}$$

条状基坑承压水完整井计算点地下水位降深可按式（18-14）计算：

$$s_X=H_1-\left[h_2+\frac{H_1-h_2}{R}X\right] \tag{18-14}$$

式中 s_r——面状基坑计算点水位降深，m；

H——潜水含水层厚度，m；

Q——基坑出水量，m^3/d；

k——含水层渗透系数，m/d；

R——影响半径，m；

r_i——r_1、r_2、r_3、…、r_n 计算点至降水井的距离，m；

M——承压含水层厚度，m；

n——降水井个数；

s_X——条状基坑计算点水位下降值，m；

h_1——降水井排处的含水层厚度，m；

X——计算点至井排的距离，m；

H_1——承压含水层水头值，m；

h_2——降水井排处的承压水水头值，m。

（六）排水设计

基坑降水排水设计，需根据施工现场地形、地貌、地物、建（构）筑物总平面布置、相邻建（构）筑物施工先后顺序等因素，确定排水管线的走向、组合。

集水池设计要考虑容积，抽排设备情况等确定。排水管要按有压和无压两种压力形式确定管径、坡度、水量等参数。

考虑排水的综合利用，如道路施工场地洒水压尘土、绿化、混凝土保养冷却、小量施工用水等。

（七）环境保护及水土资源保护

1. 环境调查和评价

环境调查和评价包括以下主要内容：

（1）工程环境是指工程建设与工程施工产生的环境影响，自然环境、人工环境、社会环境对工程建设与工程施工的制约作用。通过环境调查、预测、防治、管理，达到建设工程可持续发展的目的。

（2）评价施工降水可能引发的地基沉降变形、基坑翻砂冒水、边坡失稳等工程环境问题，为制定环境保护措施和突发情况应急防护措施工图设计阶段计提供评估依据。

（3）降水工程是否影响附近居民用水、厂区施工用水，停止降水以后地下水位恢复预测，有无不良水环境影响，会不会产生水质恶化现象，厂区及周边，地表水体与地下水的互相关系。

2. 工程环境保护措施

对可能出现的环境问题，降水工作环境保护措施工图设计阶段计应考虑以下问题：

（1）消除降水影响的措施。为防止影响到附近居民用水、厂区施工用水，应建立回灌井排，施工期间需加强对地下水位观测，掌握动态变化。降水期间，严格控制降水区域外围的地下水位，使地层水位保持自然平衡，保持外围水位，消除降水影响。

（2）若降水可能对附近建（构）筑物产生沉降影响，要建立沉降观测系统，确定沉降影响范围，可采用回灌、隔水相结合的措施，消除降水影响。

（3）对可能出现的沉降、流沙、流土、管涌潜蚀、边坡不稳定等工程环境影响进行监测、预测，并制订防治措施，制订对基坑内高承压水的封堵措施。

（4）基坑（槽）外建立或结合阻水护坡做桩、防渗墙、桩墙、连续墙；边坡网护、喷护；保持相临建（构）筑物安全稳定的措施；有紧密相临建（构）筑物，采取护坡、隔水措施；建立沉降观测系统。

3. 水土资源保护

对于基坑出水量大的降水工程，在降水工程施工前，对水土资源做好利用、保护计划。

（1）降水施工期间抽出的地下水，首先结合工程综合利用，用于道路、施工场地洒水压尘土、绿化、混凝土保养、湮砖、小量施工用水等。暂时难以利用的，可将其存储在不影响工程环境的地表或地下，以便日后利用，节省水资源。

（2）滨海地区，注意防止海水入侵，防止淡水资源遭受污染。

（3）引渗井降水，上部含水层的水质应符合下部含水层的水质标准，保持水质良好。

（4）降水施工期间洗井和初期抽出的地下水，应在现场基本澄清后排放或利用，防止淤塞排水管网，污染工程环境和地下水环境。

（5）降水施工成井的水和泥浆，不得任意排放，泥浆坑排水后回填，恢复施工场地。

第四节　降 水 工 程 施 工

一、概述

（一）降水工程施工内容

完成降水设计后，实施降水井建造和排水设施安装的全过程，经过降水试验合格，则降水施工结束。

为进一步检验验证计算结果，在代表性的地段，先施工少量抽水井，进行简易抽水试验，验证单井出水量、降水效果、出砂情况、水泵选择是否合适，排水管线直径是否符合过水量要求，根据实际结果，进一步调整完善降水工程施工方案。

（二）施工流程

降水工程施工主要包括施工准备、降水井施工、降排水机械设备安装调试及排水系统建造等内容，各施工流程见图 18-2。

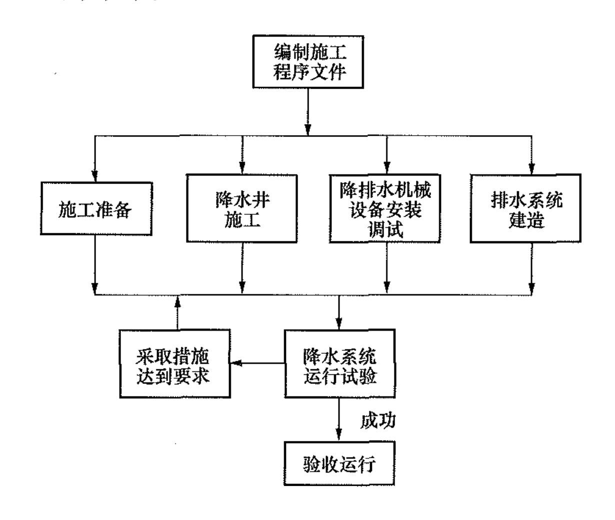


图 18-2　施工流程图

（三）设备配置

电力工程降水工程投入的主要设备包括钻井设备、洗井设备、抽排水设备、配套电气设备及其他施工辅料。不同水文地质条件及施工场地，对设备能力要求差别较大，设备配置和材料采购一定要因地制宜，做到技术可行经济合理，电力工程施工降水所涉及的常用设备见表 18-5。

表 18-5　电力工程施工降水常用设备

名称	用途
钻机	降水井施工
空气压缩机	洗井设备
井管及滤料	降水井成井
水泵	排水设备
电缆	动力连接
配电盘	动力分配
排水管、连接阀门	排水通道
集水池	汇集排水，沉淀泥沙
备用电源	应急降水动力

（四）降水井施工安装

1. 明排井施工安装要求

（1）施工要求主要包括以下三个方面：

1）排水管沟和明排井随基坑（槽）、涵洞开挖施工同步进行；

2）基坑侧壁出现分层渗水时，可按不同高程设置导水管、插铁板、砖砌沟或草袋墙等工程辅助措施；

3）基坑侧壁渗水量大或不能分层明排的，可采用水平降水或其他技术方法。

（2）安装要求包括以下两个方面：

1）排水沟可根据地层选择自然沟、梯形或V形明沟；采用铁或混凝土排水管（管径为 200～500mm）时，应离开坡脚 0.3m 左右，自然排水坡度为 0.1%～0.5%；

2）明排井（坑）一般直径为 0.5m，深度 1.0m，明排井抽水设备可采用离心泵或潜水泵，特殊情况可采用深井泵。

2. 管井施工安装要求

成孔后置入无砂混凝土滤水管、钢筋笼、钢铁滤水管或高强度 PVC 管材。降水井填料可根据地层情况参照供水井要求确定，井底沉淀物厚度不宜超过井深的 5%。

3. 点井施工安装要求

（1）点井管材及设备如下：

1）点井管管径采用 38～110mm，常用管材为 42～50mm 金属管或 PVC 管，管长 6～10m，过滤管长 1.2～2.0m，孔隙率 15%，外包 1～2 层 60～80 目尼龙网或铜丝网。

2）点井泵为真空泵、射流泵、往复泵，用密封胶管或金属管连接各井；每个真空泵、往复泵带动 30～50 个真空点井。

（2）点井施工安装要求如下：

1）对易塌易缩钻孔的松软地层，钻探施工应采用

清水或稀泥浆钻进或高压水套管冲击施工；

2）对于不易产生塌孔缩孔的地层，可采用长螺旋钻机施工成孔；

3）清水或稀泥浆钻进，泵压不应低于 2MPa，流量不得小于 $20m^3/d$；

4）钻探深度达到设计孔深后，应加大泵量、冲洗钻孔、稀释泥浆，含泥量不宜大于 5%，返清水 3～5min；

5）向点井内投入的滤料数量，应大于计算值 5%～15%，滤料填至地面以下 1.0～2.0m，再用黏土封孔；滤料直径为 0.4～0.6mm 的中粗砂为宜。

（五）验收要求

1. 降水井验收

管井、大口井、辐射井等竣工后，应按国家现行的 GB 50296《管井技术规范》的有关规定对降水井进行验收。

2. 降深要求

在基坑中心、最远边侧和井间分水岭处实际降水深度应等于或深于设计预测的降水深度，水位稳定延续时间不低 24h。

3. 资料验收

验收时应提供施工记录、工程统计表、施工说明、设计变更处理意见和审批文件等。

二、降水运行与维护

（一）降水运行观测孔设置

降水工程设计应布设降水观测孔，在降水施工、降水运行中监测地下水动态，降水观测孔设置应符合下列规定：

（1）降水工程勘察孔和降水工程降水井可作为降水观测孔；

（2）观测孔应布置在基坑（槽）中心、最远边侧、井内分水岭，降水状态地下水位最高的地段，特殊降水工程应专门设计；

（3）在有条件的降水施工中可有规律的布置观测孔，沿地下水流向和垂直流向布置 1～2 排观测孔，每排不少于 2 个；

（4）应在降水区和临近建（构）筑物之间宜布置 1～2 排，每排不少于 2 个，进行降水施工和降水监测与维护期观测；

（5）临近地表水体、降水施工和降水监测与维护期应布置一定数量的降水观测孔进行观测；

（6）降水观测孔的深度和结构，应与降水工程勘察的观测孔一致；

（7）降水监测与维护期的降水观测孔数量，简单工程不得少于 1 个，中等工程应为 2～3 个，复杂工程不得少于 3 个。

（二）降水运行监测

在整个降水项目运行期，应健全降水工程工作制度和运行记录，对各降水井和观测孔的水位、水量进行同步监测，降水井和观测孔的水位、水量和水质的检测应符合下列要求：

（1）降水勘察期间和降水检验前应统一测量一次自然水位；

（2）抽水开始后，在水位未达到设计降水深度前，每天观测三次水位、水量；

（3）当水位已达到设计降水深度且趋于稳定时，可每天观测一次；

（4）在受地表水体补给影响的地区或在雨季时，观测次数宜每日 2～3 次；

（5）水位、水量观测精度要求应与降水工程勘察的抽水试验相同；

（6）对水位、水量监测记录应及时整理，绘制水量 Q 与时间 t 和水位降深值 s 与时间 t 过程曲线图，分析水位水量下降趋势，预测设计降水深度所需时间；

（7）根据水位、水量观测记录，查明降水过程中的不正常状况及其产生的原因，及时提出调整补充措施，确保达到降水深度；

（8）中等复杂以上工程，可选择代表性井（孔）在降水监测与维护期的前后各采取一次水样作水质分析。

（三）降水运行维护

降水运行维护主要包括基坑渗水、抽排水设备、井（孔）管沟等三方面的工作。

1. 基坑维护

（1）在基坑开挖过程中，应随时观测基坑侧壁、基坑底的渗水、涌砂等现象，并应查明原因，及时采取工程措施。

（2）对于引渗井，当水位上升且接近基坑底部时，应及时洗井或做其他处理，使水位恢复到原有深度。

（3）基坑中的基础结构高出降水前静水位高度即告结束；当地下水位很浅，且对工程环境有影响时，可适当延长。

2. 抽排水设备维护

降水期间应对抽排水设备和运行状况进行维护检查，每天检查不应少于 3 次，并应观测记录水泵的工作压力、真空泵、电动机、水泵温度、电流、电压、出水等情况，发现问题及时处理，使抽水设备始终处在正常运行状态。抽排水设备应进行定期保养，降水期间不得随意停抽。

在更换水泵时，应测量井深，掌握水泵安装的合理深度，防止埋泵。当发生停电时，应及时更新电源，保持正常降水。

3. 井（孔）管沟维护

注意保护井口，防止杂物掉入井内，经常检查排水管、沟，防止渗漏，冬期降水，应采取排水管外包裹保温层、停抽后清理管道集水等防冻措施。

三、竣工

1. 降水场地及设施收尾

电力工程基础施工完成后，基坑回填至水位以上时，降水作业经建设单位、监理方的确认后可停止降水。

电力工程尤其是发电厂工程，整个场地各建（构）筑物布置紧凑，当同一地段降水井需兼顾后续邻近基坑开挖降水时，应采取井口保护措施并设置诸醒目标识，井口上余长度一般不宜超过 50cm，保护装置应符合现场文明施工要求。

降水设施拆除后，管井应按规范要求及施工场地用途，采用与该场地回填料相同材料填埋。地下水水头压力可能会对地基基础产生影响的含水层管井，要用混凝土灌注进行凝固止水。

2. 技术资料

电力施工降水项目，特别是电厂降水项目，在降水工程结束后要及时提交技术成果，成果应包括文字报告及有关附图，降水竣工技术报告一般应包括前言、场地施工条件、地质条件、方案布置及工程量、降水施工、运行维护、工程环境问题、结论与建议。附图应包括场地工程现状图、降水方案布置图、地质剖面图、地下水水位等值线图。附件应包括施工降水工程勘察报告、工程量统计表、水位水量统计表等。

第十九章

边 坡 工 程

建（构）筑物地基边坡必须满足稳定和有限变形要求，建（构）筑物邻近边坡必须满足稳定要求，对建（构）筑物影响较小的延伸边坡可允许有一定限度的破坏。

第一节 边坡工程方案设计

一、边坡工程设计需考虑的因素

电力工程边坡工程设计应考虑以下因素：

（1）边坡地质条件；

（2）拟建场地的原始地形及地貌条件；

（3）拟建场地的气象条件及水文地质条件；

（4）边坡变形控制的难易程度；

（5）边坡重要性及安全等级；

（6）施工可行性及经济性；

（7）边坡用地条件；

（8）支护设计方案的合理性及环境协调性；

（9）边坡工程坡顶及坡脚建（构）筑物分布情况及荷载大小。

二、边坡工程设计原则

（一）边坡工程设计使用年限

边坡工程的设计使用年限不应低于被保护的电力工程建（构）筑物设计使用年限。

（二）边坡工程设计的极限状态

边坡工程设计的极限状态如下：

（1）支护结构达到最大承载能力、锚固系统失效、发生不适于继续承载的变形或坡体失稳应满足承载能力极限状态的设计要求。

（2）支护结构和边坡达到支护结构或邻近建（构）筑物的正常使用所规定的变形限值或达到耐久性的某项规定限值应满足正常使用极限状态的设计要求。

（三）边坡工程设计的作用效应组合与抗力限值

边坡工程设计的作用效应组合与抗力限值如下：

（1）计算边坡与支护结构的稳定性时，应采用荷载效应基本组合，其分项系数均为1.0。

（2）计算锚杆面积、锚杆杆体与砂浆的锚固长度、锚杆锚固体与岩土层的锚固长度时，传至锚杆的作用效应采用荷载效应标准组合。

（3）在确定支挡结构截面、基础高度、计算基础或支护结构内力、确定配筋和验算材料强度时，应采用荷载效应基本组合，并应满足式（19-1）的要求：

$$\gamma_0 S \leqslant R \tag{19-1}$$

式中 S——基本组合的效应设计值；

R——结构构件抗力的设计值；

γ_0——支护结构重要性系数，对安全等级为一级的边坡不应低于1.1，二级、三级边坡不应低于1.0。

（4）计算支护结构变形、锚杆变形及地基沉降时，应采用荷载效应的准永久组合，不计入风荷载和地震作用，相应的限值应为支护结构、锚杆或地基的变形允许值。

（5）支护结构抗裂计算时，应采用荷载效应标准组合，并考虑长期作用影响。

（6）抗震设计时地震作用效应和荷载效应的组合应按国家现行有关标准执行。

（7）抗震设防区，支护结构或构件承载能力应采用地震作用效应和荷载效应基本组合进行验算。

（四）地震区边坡工程考虑地震作用影响的原则

地震区边坡工程考虑地震作用影响的原则如下：

（1）边坡工程抗震设防烈度不应低于边坡滑塌区电力工程建（构）筑物的设防烈度。

（2）抗震设防烈度为6度的地区，边坡工程支护结构可不进行地震作用计算，但应采取抗震构造措施；抗震设防烈度高于6度的地区，边坡支护结构应进行抗震作用计算。

（3）支护结构和锚杆外锚头等，应按抗震设防烈度要求采取相应的抗震构造措施。

（五）边坡支护结构设计的计算和验算

边坡支护结构设计时应进行下列计算和验算：

（1）支护结构及其基础的抗压、抗弯、抗剪、局部抗压承载力的计算；

（2）支护结构基础的地基承载力计算；

（3）锚杆锚固体的抗拔承载力及锚杆杆体抗拉承载力的计算；

（4）支护结构稳定性验算。

三、边坡工程支护方案的选择

电力工程涉及的边坡工程往往在坡顶或坡脚分布有大批量建（构）筑物。边坡支护方案的选择不仅应综合考虑场地环境地质条件，还应注重与建（构）筑物平面及竖向布置方案优化、建（构）筑物地基处理方案优化及供排水方案优化协调一致，以便达到整个工程方案最优。

（一）坡率法

坡率法是边坡支护设计常用的方案之一，通常为首选方案。它的优点是施工简便、经济、安全可靠。

（二）支挡

边坡支挡结构类型多样，其适用范围取决于边坡及邻近建（构）筑物所处地形、工程地质、水文地质、水文气象、建筑材料、结构用途、结构本身的特性、施工方法、技术经济条件及当地经验等因素。

边坡支挡结构类型、特点及适用范围见表 19-1。

表 19-1 边坡支挡结构类型、特点及适用范围

边坡支挡结构类型	特点及适用范围
重力式挡土墙	1. 依靠墙自重承受土压力，保持平衡； 2. 一般用浆砌片石砌筑，缺乏石料地区可用混凝土； 3. 形式简单，取材容易，施工简便； 4. 当地基承载力低时，可在墙底设置钢筋混凝土板，以减薄墙身，减少开挖量； 5. 适用于低墙、地质情况较好有石料地区
半重力式挡土墙	1. 用混凝土灌注，在墙背设少量钢筋； 2. 墙趾展宽或基底设凸榫，以减薄墙身、节省圬工； 3. 适用于地基承载力低，缺乏石料地区
悬臂式挡土墙	1. 采用钢筋混凝土，由立管、墙趾板、墙踵板组成，断面尺寸小； 2. 墙过高，下部弯矩大，钢筋用量大； 3. 适用于石料缺乏，地基承载力低地区，墙高 6m 左右
扶壁式挡土墙	1. 由墙面板、墙趾板、墙踵板、扶壁组成； 2. 采用钢筋混凝土； 3. 适用于石料缺乏地区，挡土墙高大于 6.0m，较悬臂式经济
锚杆式挡土墙	1. 由肋柱、挡土板、锚杆组成，靠锚杆的拉力维持挡土墙的平衡； 2. 适用于挡土墙高度大于 12.0m，为减少开挖量的挖方地区、石料缺乏地区
加筋土挡土墙	1. 由墙面板、拉条及填土组成，结构简单，施工方便； 2. 对地基承载力要求较低； 3. 适用于大型填方工程

（三）加固

加固是通过提高坡体自身的强度特性来达到边坡支护的目的。它的优点是可从根本上解决边坡的稳定性问题。

边坡加固措施及其适用范围见表 19-2。

表 19-2 边坡加固措施及其适用范围

边坡加固类型	特点及适用范围
注浆加固	当边坡坡体较破碎、节理裂隙较发育时，可采用压力注浆这一手段，对边坡坡体进行加固。注浆加固可对边坡进行深层加固
锚杆加固	当边坡坡体破碎，或边坡地层软弱时，可打入一定数量的锚杆，对边坡进行加固。锚杆加固为一种中浅层加固手段
土钉加固	对于软质岩石边坡或土质边坡，可向坡体内打入足够数量的土钉，对边坡起到加固作用。土钉加固具有“短”而“密”的特点，是一种浅层边坡加固技术
预应力锚索加固	边坡较高、坡体可能的潜在破裂面位置较深时，预应力锚索是一种较好的深层加固手段

（四）防护

对于稳定的边坡，应采取保护及营造植被的防护措施。边坡防护包括植物防护和工程防护。

1. 植物防护

植物防护是在坡面上栽种树木、植被、草皮等植物，通过植物根系发育，起到固土作用，防止水土流失的一种防护措施。这种防护措施一般适用于边坡不高、坡度不大的稳定边坡。

2. 工程防护

边坡工程防护主要有砌体封闭防护、喷射素混凝土防护、挂网锚喷防护。

（1）砌体封闭防护。当边坡坡度较陡、坡面土体松散、自稳性差时，可采用圬工砌体封闭防护措施。砌体封闭防护包括浆砌片石、浆砌块石、浆砌条石、浆砌预制块、浆砌混凝土空心砖等。

（2）喷射素混凝土防护。对于稳定性较好的岩质边坡，可在其表面喷射一层素混凝土，防止岩石继续风化、剥落，达到稳定边坡的目的。这是一种表层防护处治措施。

（3）挂网锚喷防护。对于软质岩石边坡或石质坚硬但稳定性较差的岩质边坡，可采用挂网锚喷防护。挂网锚喷是在边坡坡面上铺设钢筋网或土工塑料网等，向坡体内打入锚杆（或锚钉）将网钩牢，向网上喷射一定厚度的素混凝土，对边坡进行封闭防护。

（五）排水

边坡设计应保护和整治边坡环境，边坡水系应因势利导，设置排水设施。排水设施主要包括截水沟、

坡内排水沟。

（1）截水沟。为防止边坡以外的水流进入坡体，对坡面进行冲刷，影响边坡稳定性，通常在边坡外缘设置截水沟，以拦截坡外水流。

（2）坡内排水沟。除在边坡外缘设置截水沟外，在边坡坡体内应设置必要的排水沟，使大气降雨能尽快排出坡体，避免对边坡稳定产生不利影响。

四、边坡工程稳定性评价

（一）边坡工程稳定性评价方法

边坡工程稳定性评价采用定性分析和定量分析相结合的方法进行。根据边坡工程地质条件、可能的破坏模式以及已经出现的变形破坏迹象对边坡的稳定性状态做出定性判断，并对其稳定性趋势做出估计，是边坡稳定性分析的基础；根据边坡地质结构和破坏类型选取恰当的方法进行定量估算分析，是边坡稳定性分析的抓手。只有综合考虑定性判断和定量分析结果作出边坡稳定性评价结果才具有更高的可靠性。

目前边坡稳定性的计算方法有很多，如工程类比法、极限平衡法、数值分析法、随机分析法及模糊分析法等。电力工程边坡稳定性评价通常采用极限平衡法，即假定边坡沿某一形状滑动面破坏，按力学平衡原理进行计算。对于结构复杂的岩质边坡，通常采用极射赤平投影法和实体比例投影法进行计算。数值分析法、随机分析法及模糊分析法由于存在建模复杂、计算耗时大、对设计人员理论功底要求高等缺点，在电力工程边坡稳定性评价中运用相对较少。对边坡规模较小、结构面组合关系较复杂的块体滑动破坏的岩质边坡，采用赤平极射投影法及实体比例投影法较为方便。对结构复杂的岩质边坡，在采用极射赤平投影法和实体比例投影法的同时，应配合采用数值计算法。

边坡稳定性评价的极限平衡法根据滑动面形状的不同可分为直线滑动面法、圆弧滑动面法和折线滑动面法三种。圆弧滑动面法又分为瑞典条分法、简化Bishop法、公式计算法等；折线法又分为Janbu普遍条分法、不平衡推力法等。不同的计算方法有各自特定的适用条件和计算精度，见表19-3。对于均质土体边坡，一般宜采用圆弧滑动面条分法进行边坡稳定性计算。岩质边坡在发育3组以上结构面，且不存在优势外倾结构面组的条件下，可以认为岩体为各向同性介质，在斜坡规模相对较大时，其破坏通常按近似圆弧滑面发生，宜采用圆弧滑动面条分法计算。通过边坡地质结构分析，存在平面滑动可能性的边坡，可采用平面滑动稳定性计算方法计算。对于规模较大，地质结构较复杂，或者可能沿基岩与覆盖层界面滑动的情形，宜采用折线滑动面计算方法进行边坡稳定性计算。

表19-3 极限平衡稳定性计算方法对比表

计算方法	直线滑动面法	圆弧滑动面法			折线滑动面法	
		瑞典条分法	简化Bishop法	公式计算法	Janbu条分法	不平衡推力法
计算假定	边坡滑塌时破裂面的形状近似于平面	不考虑土条两侧的作用力	1. 假定条间只有水平推力，不考虑竖向剪力； 2. 假定滑动面上的切向力等于滑动面上土所发挥的抗剪强度	不考虑土条两侧的作用力	1. 假定滑动面上的切向力等于滑动面上土所发挥的抗剪强度； 2. 假定土条两侧法向力作用于土条底面以上1/3高度处	假定条间力的作用方向与上一条块的滑面方向平行
地质条件	砂、砾石、片石等渗水性材料	均匀黏性土质	均匀黏性土质	均匀黏性土质	土坡下有软弱夹层存在，或者倾斜岩层面上的土坡	滑面为折线形的地质
分析比较	计算的土坡安全系数偏于安全	计算的安全系数偏低，偏低值随边坡坡度系数的增大而增加，通常偏低10%～15%	考虑了条间推力，使受力更加合理，计算结构更接近实际	计算结果接近瑞典条分法，也偏于安全	计算不收敛问题较为严重	计算结果在某些情况下产生的误差很大，并且偏于不安全

（二）边坡工程稳定性控制要求

火力发电工程及输变电工程尚未建立本行业的边坡设计规程规范，边坡工程稳定性控制要求主要遵循其他行业的相关规程规范。不同行业对边坡工程稳定性控制的要求不一样，划分的标准与工程类别有关。

火力发电工程和变电工程厂（站）址、输电线路工程塔位周边涉及的边坡工程稳定性控制要求通常遵循GB 50330《建筑边坡工程技术规范》取值，安全系数见表19-4，边坡的安全等级可依据表5-8确定。

对于进厂（站）道路两侧的边坡工程稳定性控制要求可遵循JTG D30《公路路基设计规范》取值，高路堤与陡坡路堤的安全系数见表19-5，路堑边坡的安全系数见表19-6，考虑地震作用时，二级以上公路路基边坡高度大于20m的，路基边坡安全系数不应小于

1.15，路基边坡高度小于或等于 20m 的，不应小于 1.1，三级、四级公路的路基边坡抗震稳定系数不应小于 1.05。对于运煤铁路专线两侧的边坡工程稳定性控制要求可遵循 TB 10001《铁路路基设计规范》取值，一般工况永久边坡最小安全系数应为 1.15～1.25，地震工况永久边坡最小安全系数应为 1.10～1.5，临时边坡安全系数不应小于 1.05～1.10。

表 19-4 边坡稳定性安全系数取值表

边坡类型	分析工况	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
永久边坡	一般工况	1.35	1.30	1.25
	地震工况	1.15	1.10	1.05
临时边坡	—	1.25	1.20	1.15

注 1. 地震工况时，安全系数仅适用于塌滑区内无重要建（构）筑物的边坡；

2. 对地质条件很复杂或破坏后果极严重的边坡工程，其稳定安全系数应适当提高。

表 19-5 高路堤与陡坡路堤安全系数取值表

分析内容	地基强度指标	分析工况	安全系数	
			二级及二级以上公路	三、四级公路
路堤的堤身稳定性、路堤和地基的整体稳定性	采用直剪的固结快剪或三轴固结不排水剪指标	正常工况	1.45	1.35
		暴雨或连续降雨工况	1.35	1.25
	采用快剪指标	正常工况	1.35	1.30
		暴雨或连续降雨工况	1.25	1.15
路堤沿斜坡地基或软弱层滑动的稳定性	—	正常工况	1.30	1.25
		暴雨或连续降雨工况	1.20	1.15

表 19-6 路堑边坡安全系数取值表

分析工况	路堑边坡安全系数	
	高速公路、一级公路	二级及二级以下公路
正常工况	1.20～1.30	1.15～1.25
暴雨或连续降雨工况	1.10～1.20	1.05～1.15

注 1. 路堑边坡地质条件复杂或破坏后危害严重时，安全系数取大值；地质条件简单或破坏后危害较轻时，稳定安全系数可取小值。

2. 路堑边坡破坏后的影响区域内有重要建（构）筑物（桥梁、隧道、高压输电塔、油气管道等）、村庄和学校时，安全系数取大值。

3. 施工边坡的临时安全系数不应小于 1.05。

第二节 坡率法

一、坡率法的特点及适用范围

坡率法是一种比较经济、施工方便的边坡设计方案，对有条件且地质条件不复杂的场地宜优先考虑选用。

坡率法在电力工程边坡设计中广泛使用，适用于岩层、塑性较高的黏性土和良好的砂性土中，通常要求场地地下水位较低，有足够的放坡开挖场地条件。

当遇到以下条件时，坡率法常与其他边坡支护方法联合使用：

（1）放坡开挖对相邻建（构）筑物有不利影响的边坡；

（2）地下水发育的边坡；

（3）软弱土层等稳定性差的边坡；

（4）坡体内有外倾软弱结构面或深层滑动面的边坡；

（5）单独采用坡率法不能有效改善整体稳定性的边坡；

（6）地质条件复杂的一级边坡；

（7）坡率法可与砂袋堆码、锚钉边坡、锚板支护等方法联合应用形成的组合边坡。

采用坡率法时应进行边坡环境整治、坡面绿化和排水处理，高度较大的边坡应分级开挖放坡。分级放坡时应验算边坡整体稳定性和各级边坡的局部稳定性。

二、坡率法设计

（一）设计内容与一般要求

坡率法设计内容包括确定边坡的形状、坡度、坡面防护和边坡稳定性验算。

边坡坡度可以根据岩土性质、工程地质和水文地质条件、施工方法、边坡高度等因素，参照当地自然极限边坡或人工边坡的坡度确定。土质均匀的边坡，可采用力学检验法或稳定性验算法进行确定。

对于容易风化剥落或破碎程度较为严重的坡面，应当考虑坡面的防护措施，以防止各种自然应力对边坡的破坏作用，保证边坡的稳定性。

设计中应注意边坡的防护与边坡环境美化相结合。

边坡水系应因势利导，保持畅通，稳定边坡应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。对于土质边坡或易软化的岩质边坡，坡顶应做成向外倾斜的防渗水地面，坡底应做防漏水的排水沟和集水井，以便及时排除积水。

（二）岩质边坡

对于岩质边坡，在坡体整体稳定的条件下，要选择合理的允许坡率，应根据岩性、地质构造、岩石风化破碎程度、边坡高度、地下水及地面水等因素，结合实际工程经验按照工程类比的原则，并参考该地区已有的稳定边坡的坡率综合分析确定。

对无外倾软弱结构面的边坡，边坡坡率可结合边坡岩体类型按表 19-7 选用，也可结合岩石软硬按表 19-8 确定。

表 19-7 不同岩体类型的岩质边坡坡率允许值

边坡岩体类型	风化程度	坡率允许值（高宽比）		
		H<8m	8m≤H<15m	15m≤H<25m
Ⅰ类	未（微）风化	1:0.00～1:0.10	1:0.10～1:0.15	1:0.15～1:0.25
	中等风化	1:0.10～1:0.15	1:0.15～1:0.25	1:0.25～1:0.35
Ⅱ类	未（微）风化	1:0.10～1:0.15	1:0.15～1:0.25	1:0.25～1:0.35
	中等风化	1:0.15～1:0.25	1:0.25～1:0.35	1:0.35～1:0.50
Ⅲ类	未（微）风化	1:0.25～1:0.35	1:0.35～1:0.50	—
	中等风化	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	—
Ⅳ类	中等风化	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	—
	强风化	1:0.75～1:1.00	—	—

注 1. H为边坡高度；
2. Ⅳ类强风化包括各类风化程度的极软岩。

表 19-8 不同岩石类型的岩质边坡坡率允许值

岩石类型	风化程度	允许边坡值（高宽比）			
		H<8m	8m≤H<15m	15m≤H<30m	30m≤H<40m
硬质岩石	未风化	1:0.00～1:0.10	1:0.10～1:0.20	1:0.20～1:0.30	1:0.30～1:0.45
	微风化	1:0.10～1:0.20	1:0.20～1:0.35	1:0.30～1:0.50	1:0.45～1:0.75
	中等风化	1:0.20～1:0.35	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	强风化	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.50
	全风化	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.50	—
软质岩石	未风化	1:0.20～1:0.35	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	微风化	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.50
	中等风化	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.50	1:1.00～1:1.50
	强风化	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25	1:1.25～1:1.75	—
	全风化	1:1.00～1:1.50	1:1.50～1:2.00	—	—

注 1. H为边坡高度；
2. 应考虑地区性水文、气象等条件，结合具体情况使用，“—”表示边坡高度加以限制；
3. 本表不适用于岩层层面或主要节理面有顺坡向滑动可能的边坡，或地下水活动地段的边坡。

若边坡所在地层具有明显的倾斜结构面（如层面、节理面、断层面和其他软弱面），且倾向边坡外侧，则此结构面的倾斜坡度及其面上的单位黏聚力和摩擦力的大小将影响边坡的稳定性。此时应通过稳定性计算来确定边坡的坡率，必要时应采取其他相应的加固措施。

根据调查统计资料表明，当滑动面为如下几种情况时，边坡仅在重力作用下，软弱面的倾角大于其摩擦角而小于边坡角时是最危险的软弱面：

（1）黏土岩、黏土页岩、泥质灰岩、泥质板岩等泥化层面时，滑动倾角为 9°～12°；

（2）砂岩层面或砾岩层面时，滑动倾角大于 30°～35°；

（3）无泥质充填物的结构面时，滑动倾角为 30°～75°，大多变化于 35°～60°范围。

（三）土质边坡

对于土质边坡，在确定坡率时应根据边坡的高度、土的湿度、密实程度、地下水、地面水的情况、土的成因类型及生成时代等因素，并参考同类土的稳定坡率进行确定。

1. 一般土质边坡

对于一般较好的均质土可参考表 19-9 进行设计。但如果边坡高度大于 8m 或土层中地下水发育且不易排除，或土层为软质土，或坡顶附近有堆积荷载时，应结合边坡稳定计算来确定土坡率。

表 19-9 土 质 边 坡 坡 率 值

土质类型	土的状态	H≤5m	5m<H≤8m
碎石土	密实	1:0.35～1:0.50	1:0.50～1:0.75
	中密	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	稍密	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25

续表

土质类型	土的状态	$H \leqslant 5m$	$5m < H \leqslant 8m$
黏性土及粉土	坚硬	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	硬塑	1:1.00～1:1.25	1:1.25～1:1.50
人工素填土（填土年限>10年）	密实	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	中密	1:1.00～1:1.25	1:1.25～1:1.50
	稍密	1:1.25～1:1.50	1:1.50～1:1.75

注　H 为边坡高度。

2. 黄土边坡

目前黄土边坡的设计主要以工程地质类比法为主，力学分析验算为辅。

我国黄土边坡坡率可结合黄土类型按表 19-10 确定。

三、坡率法的构造设计

坡率法的构造设计应符合下列要求：

（1）边坡的整个高度可按同一坡率进行放坡，也可根据边坡岩土的变化按不同的坡率放坡。

表 19-10　　黄土边坡坡率设计参考值

地区	工程分类		边坡高度 H				
			≤6m	6～12m	12～20m	20～30m	30～40m
东南地区	新黄土（马兰黄土）	坡积	1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00		
		洪积、冲积	1:0.20～1:0.30	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	
	新黄土（马兰黄土）		1:0.30～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	老黄土（离石黄土）		1:0.10～1:0.30	1:0.20～1:0.40	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
中部地区	新黄土（马兰黄土）	坡积	1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00		
		洪积、冲积	1:0.20～1:0.30	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	
	新黄土（马兰黄土）		1:0.30～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	老黄土（离石黄土）		1:0.10～1:0.30	1:0.20～1:0.40	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	红色黄土（午城黄土）		1:0.10～1:0.20	1:0.20～1:0.30	1:0.30～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75
西中地区	新黄土（马兰黄土）	坡积	1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00		
		洪积、冲积	1:0.20～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75	1:0.75～1:1.00	
	新黄土（马兰黄土）		1:0.40～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25	1:1.25
	老黄土（离石黄土）		1:0.10～1:0.30	1:0.20～1:0.40	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
北部地区	新黄土（马兰黄土）	坡积	1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00		
		洪积、冲积	1:0.20～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75	1:0.75～1:1.00	
	新黄土（马兰黄土）		1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.60	1:0.60～1:0.75	1:0.75～1:1.00	1:1.00～1:1.25
	老黄土（离石黄土上部）		1:0.10～1:0.30	1:0.20～1:0.40	1:0.30～1:0.50	1:0.50～1:0.75	1:0.75～1:1.00
	老黄土（离石黄土下部）		1:0.10～1:0.20	1:0.20～1:0.30	1:0.30～1:0.40	1:0.40～1:0.60	1:0.60～1:0.75

注　1．当边坡高度 $H>20m$ 时，宜考虑进行力学验算；

2．本表所提供的参考值是指一般均质土，并无不良水文地质及工程地质现象时的坡度值。

（2）位于斜坡上的人工压实填土边坡应验算填土沿斜坡滑动的稳定性。分层填筑前应对斜坡进行处理，将斜坡的坡面修成若干台阶，使压实填土与斜坡面紧密接触。

（3）岩石边坡对局部不稳定块体应清除，或采用锚杆和其他有效措施加固。

（4）考虑到边坡的永久性，坡面应采取保护措施，防止土体流失、岩层风化及环境恶化造成边坡稳定性降低。

（5）永久性边坡宜采用锚喷、浆砌片石或格构等措施护面。条件许可时，宜尽量采用格构或其他有利于生态环境保护和美化的护面措施。

（6）临时性边坡可采用水泥砂浆护面。

四、坡率法施工

坡率法施工应注意以下原则：

（1）挖方边坡施工开挖应自上而下有序进行，并应保持两侧边坡的稳定，保证弃土、弃渣的堆填不应

导致边坡附加变形或破坏现象发生。

（2）填土边坡施工应自下而上分层进行，每一层填土施工完成后均应进行相应技术指标的检测，质量检验合格后方可进行下一层填土施工。

（3）边坡不宜在雨季施工，若在雨季施工时应做好水的排导和防护工作。

（4）坡率法施工应采用信息法施工。

第三节　重力式挡墙结构设计

一、重力式挡墙分类及应用条件

根据所用材料，重力式挡土墙可分为砌体重力式挡土墙和混凝土重力式挡土墙。

根据墙背倾斜情况，重力式挡墙可分为俯斜式挡墙、仰斜式挡墙、直立式挡墙和衡重式挡墙等类型。

按土压力理论，仰斜墙背的主动土压力最小，而俯斜墙背的主动土压力最大，直墙背位于两者之间。

对于挖方边坡，以仰斜墙背为好；填方工程，则宜用俯斜墙背或垂直墙背，以便填土易夯实。

在个别情况下，为减小土压力，采用仰斜墙也是可行的，但应注意墙背附近的回填土质量。

当墙前原有地形比较平坦，用仰斜墙比较合理；若原有地形较陡，用仰斜墙会使墙身增高很多，此时宜采用直立墙或俯斜墙。

通常土质边坡重力式挡墙高度不宜大于 10m，岩质边坡重力式挡墙高度不宜大于 12m。重力式挡墙应根据使用要求、地形和施工条件等综合考虑确定，对岩质边坡和挖方形成的土质边坡宜优先采用仰斜式挡墙，高度较大的土质边坡宜采用衡重式挡墙或仰斜式挡墙。

重力式挡墙的优点是就地取材，施工方便，经济效果好。重力式挡墙一般不配钢筋或只在局部范围内配以少量的钢筋，墙高在 6m 以下，适用于地层稳定、开挖土石方时不会危及相邻建（构）筑物安全的地段，其经济效果明显。

对变形有严格要求或开挖土石方可能危及边坡稳定的边坡不宜采用重力式挡墙，开挖土石方危及相邻建（构）筑物安全的边坡也不应采用重力式挡墙。

二、重力式挡墙的设计计算

（一）重力式挡墙的抗滑移稳定性计算

当挡墙地基软弱、有软弱结构面或地基位于边坡坡顶时，重力式挡墙应进行地基稳定性验算。重力式挡墙的抗滑移稳定性应按式（19-2）～式（19-6）验算，见图 19-1。

$$F_s = \frac{(G_n + E_{an})\mu}{E_{at} - G_t} \geqslant 1.3 \tag{19-2}$$

$$G_n = G\cos\alpha_0 \tag{19-3}$$

$$G_t = G\sin\alpha_0 \tag{19-4}$$

$$E_{at} = E_a \sin(\alpha - \alpha_0 - \delta) \tag{19-5}$$

$$E_{an} = E_a \cos(\alpha - \alpha_0 - \delta) \tag{19-6}$$

式中　F_s——挡墙抗滑移稳定系数；

G——挡墙每延米自重，kN/m；

α——墙背与墙底水平投影的夹角，(°)；

α_0——挡墙底面倾角，(°)；

δ——墙背与岩土的摩擦角，(°)；

μ——挡墙底与地基岩土体的摩擦系数，宜由试验确定，无试验资料时也可按表 19-11 选用；

E_a——每延米主动岩土压力合力，kN/m。

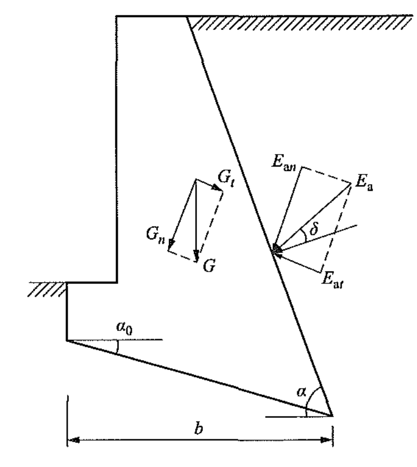


图 19-1　挡墙抗滑移稳定性验算

表 19-11　岩土与挡墙底面摩擦系数μ

岩土类别		摩擦系数μ
黏性土	可塑	0.20～0.25
	硬塑	0.25～0.30
	坚硬	0.30～0.40
粉土		0.25～0.35
中砂、粗砂、砾砂		0.35～0.40
碎石土		0.40～0.50
极软岩、软岩、较软岩		0.40～0.60
表面粗糙的坚硬岩、较硬岩		0.65～0.75

（二）重力式挡墙的抗倾覆稳定性验算

重力式挡墙的抗倾覆稳定性应按式（19-7）～式（19-11）进行验算，见图 19-2。

$$F_t = \frac{Gx_0 + E_{az}x_f}{E_{ax}z_f} \geqslant 1.6 \tag{19-7}$$

$$E_{ax} = E_a \sin(\alpha - \delta) \tag{19-8}$$

$$E_{az} = E_a \cos(\alpha - \delta) \tag{19-9}$$

$$x_f = b - z\cot\alpha \tag{19-10}$$

$$z_f = z - b\tan\alpha_0 \tag{19-11}$$

式中 F_t——挡墙抗倾覆稳定系数；

x_0——挡墙中心到墙趾的水平距离，m；

b——挡墙底面水平投影宽度，m；

z——岩土压力作用点到墙踵的竖直距离，m。

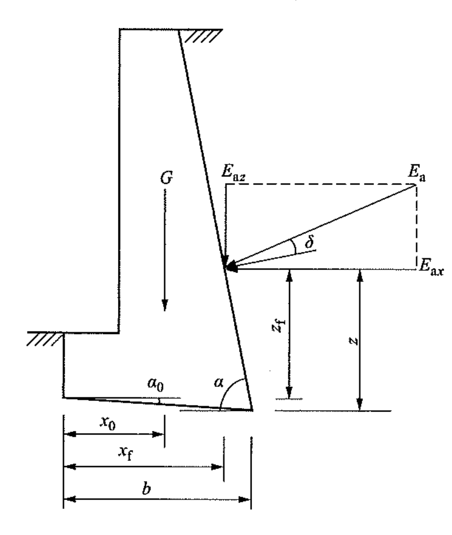


图 19-2 挡墙抗倾覆稳定性验算

（三）重力式挡墙的地基承载力验算

当轴心荷载作用时，重力式挡墙基础底面的地基承载力应满足式（19-12）：

$$p_k \leqslant f_a \tag{19-12}$$

式中 p_k——相应于荷载效应标准组合时，挡墙基础底面处的平均压力值，kPa；

f_a——基底土修正后的地基承载力特征值，kPa。

当偏心荷载作用时，除应符合式（19-12）外，尚应符合式（19-13）。

$$p_{kmax} \leqslant 1.2 f_a \tag{19-13}$$

式中 p_{kmax}——相应于荷载效应标准组合时，挡墙基础底面边缘的最大压力值，kPa。

（四）重力式挡墙的结构强度验算

为保证墙身安全可靠，应保证墙身的强度，验算截面承载力，包括偏心压缩承载力验算、弯曲承载力验算。

砌体偏心受压构件，随偏心距 e 的增加，其强度将逐渐降低。这主要是偏心受压构件截面上应力分布不均匀所致。砌体偏心受压构件承载力应按式（19-14）验算：

$$N \leqslant \varphi f A \tag{19-14}$$

式中 N——轴向力设计值，kN；

f——砌体抗压强度设计值，kPa；

A——截面面积，mm^2；

φ——承载力影响系数。

无筋砌体矩形截面单向偏心受压构件承载力影响系数φ可查现行国家标准 GB 50003《砌体结构设计规范》。

对于混凝土灌注的挡土墙，则应按素混凝土偏心受压计算，除应计算弯矩作用平面的受压承载力，还应按轴心受压构件验算其受压承载力，不考虑弯矩，但应考虑稳定系数φ的影响。受压承载力应按式（19-15）验算：

$$N \leqslant \varphi f_{cc} b(h-2e_0) \tag{19-15}$$

式中 φ——素混凝土构件的稳定系数，对于重力式挡墙可取 1.0；

f_{cc}——素混凝土的轴心抗压强度设计值，其值可由表 19-12 查得f_c值再乘以 0.85；

b——截面宽度，挡墙计算中多取 1.0m；

h——截面高度，即挡墙厚度，m；

e_0——受压区混凝土的合力点至截面重心的距离，m。

表 19-12 混凝土轴心抗压强度设计值 f_c （N/mm^2）

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35
f_c	7.2	9.6	11.9	14.3	16.7
混凝土强度等级	C40	C45	C50	C55	C60
f_c	19.1	21.1	23.1	25.3	27.5

当受压构件满足 $e_0 \geqslant 0.45y_0'$ 时，应在混凝土受拉区配置构造钢筋，否则应满足式（19-16）：

$$N \leqslant \frac{\gamma_m f_{ct} bh}{\dfrac{6e_0}{h}-1} \tag{19-16}$$

式中 f_{ct}——素混凝土抗拉强度设计值，由表 19-13 查出f_t值乘以系数 0.55 确定；

γ_m——截面抵抗矩塑性影响系数，对于挡墙计算截面为矩形时，γ_m=1.55。

表 19-13 混凝土轴心抗拉强度设计值 f_t （N/mm^2）

混凝土强度等级	C15	C20	C25	C30	C35
f_t	0.91	1.10	1.27	1.43	1.57
混凝土强度等级	C40	C45	C50	C55	C60
f_t	1.71	1.80	1.89	1.96	2.04

对于石砌或砌块砌筑的挡土墙尚应验算其抗剪承载力。受弯构件受剪承载力计算如下：

$$V \leqslant f_v bz \tag{19-17}$$

$$z = \frac{I}{S}$$

式中 V——剪力设计值，kN；

f_v——砌体的抗剪强度设计值，N/mm^2；

z——内力臂，m，在挡墙计算时，截面为矩形，$z=2h/3$；

I——截面惯性矩，m^4；

S——截面面积矩，m^3。

对于挡墙，特别是重力式挡墙截面大，剪应力很小，通常可不做抗剪承载力验算。

三、重力式挡墙的构造设计

重力式挡墙材料可使用浆砌块石、条石或素混凝土。块石、条石的强度等级不应低于 MU30，砂浆强度等级不应低于 M5.0，混凝土强度等级不应低于 C15。

（一）墙身构造

1. 墙背

倾斜墙背所受的土压力小，故墙身断面较经济。墙身与开挖面边坡较贴合，故开挖量与回填量均较小，但墙趾处地面横坡较陡时，会使墙身增高，断面增大。仰斜墙背的坡度不宜缓于 1:0.3，以免施工困难。

2. 墙面

墙面一般为平面，其坡度应与墙背坡度相协调。墙面坡度直接影响挡墙的高度。因此，地面横坡较陡时，墙面坡度一般为 1:0.05～1:0.20，矮墙可采用陡直墙面。地面平缓时，墙面坡度一般采用 1:0.20～1:0.35 较为经济。

3. 墙顶

墙顶最小宽度，浆砌挡墙不小于 500mm，干砌挡墙不小于 600mm。干砌挡墙墙顶 500mm 高度内，应用 M10 砂浆砌筑，以增加墙身稳定。为保证支挡结构建（构）筑物环境的安全，在地形险峻地段应在墙顶设置护栏。根据国家现行标准 GB 50330《建筑边坡工程技术规范》的规定，块石或条石挡墙的墙顶宽度不宜小于 400mm，素混凝土挡墙的墙顶宽度不宜小于 300mm。

4. 伸缩缝

重力式挡墙的伸缩缝间距，条石挡墙、块石挡墙宜为 20～25m，混凝土挡墙宜为 10～15m。在挡墙高度突变处及与其他建（构）筑物连接处应设置伸缩缝，在地基土性状变化处应设置沉降缝。缝宽宜为 20～30mm，缝中应填塞沥青麻筋或其他有弹性的防水材料，填塞深度不应小于 150mm。

（二）基础构造

1. 重力式挡墙基底逆坡坡度

重力式挡墙基底可做成逆坡，基底逆坡坡度参见表 19-14。

表 19-14　重力式挡墙基底逆坡坡度

边坡土质类型	基底逆坡坡度
土质地基	不宜大于 0.1:1
岩质地基	不宜大于 0.2:1

挡墙地基表面纵坡大于 5%时，应将基底设计为台阶式，其最下一级台阶底宽不宜小于 1.0m。

2. 重力式挡墙基础埋置深度

重力式挡墙的基础埋置深度，应根据地基稳定性、地基承载力、冻结深度、水流冲刷情况以及岩石风化程度等因素确定，见表 19-15。

表 19-15　重力式挡墙基础埋置深度

边坡土质类型	基础埋置深度
土质地基	不宜小于 0.5m
岩质地基	不宜小于 0.25m

基础埋置深度应从坡脚排水沟底算起。受水流冲刷时，埋深应从预计冲刷底面算起。

3. 斜坡地面墙趾最小埋入深度和距斜坡地面的最小水平距离

位于斜坡地面的重力式挡墙，其墙趾最小埋入深度和距斜坡面的最小水平距离应符合表 19-16 的规定。

表 19-16　斜坡地面墙趾最小埋入深度和距斜坡地面的最小水平距离　（m）

地基情况	最小埋入深度	距斜坡地面的最小水平距离
完整硬质岩石地基	0.25	0.25～0.50
其他硬质岩石地基	0.60	0.60～1.50
软质岩石地基	1.00	1.50～3.00
土质地基	1.00	>3.00

（三）排水设施

挡土墙应设置排水措施，以疏干墙后土体和防止地面水下渗，防止墙后积水形成静水压力，减少寒冷地区回填土的冻胀压力，消除黏性土填料浸水后的膨胀压力。

排水设施主要包括设置地面排水沟、引排地面水，夯实回填土顶面和地面松土，防止雨水及地面水下渗，必要时可铺砌。

挡墙后面的填土，应优先选择抗剪强度高和透水

性较强的填料。

挡墙的防渗与泄水布置应根据地形、地质、环境、水体来源及填料等因素分析确定。挡墙后填土面应设置排水良好的地表排水系统。

四、重力式挡墙施工

重力式挡墙施工应遵循以下原则：

（1）浆砌块石、条石挡墙的施工应采用挤浆法，所用砂浆宜机械拌合。块石、条石表面应清洗干净，砂浆填塞应饱满，严禁干砌。

（2）块石、条石挡墙所用石材的上下面应尽可能平整，块石厚度不应小于200mm。挡墙应分层错缝砌筑，基底和墙趾台阶转折处不应有垂直通缝，且外露面应用M7.5砂浆勾缝。

（3）墙后填土应分层夯实，填料及其密实度均应满足设计要求，填料回填应在砌体或混凝土强度达到设计强度的75%以上后进行。

（4）当填方挡墙墙后地面的横坡坡度大于1:6时，应在地面粗糙处理后再填土。

（5）重力式挡墙在施工前应做好地面排水工作，保持边坡和挡墙基坑坡面干燥。挡墙基坑开挖后，基坑内不应积水，并应及时进行挡墙施工。

（6）重力式抗滑挡墙基坑应分段、跳槽施工。

第四节　悬臂式及扶壁式挡墙结构设计

一、悬臂式挡墙及扶壁式挡墙的组成

（一）悬臂式挡墙

悬臂式挡墙由底板和固定在底板上的直墙构成，主要靠底板上的填土重量来维持挡土墙的稳定。悬臂式挡墙主要由立壁、趾板及踵板三个钢筋混凝土构件组成。

悬臂式挡墙高度不宜大于6.0m，当墙高较大时，立壁下部的弯矩较大，钢筋与混凝土的用量剧增，影响这种结构形式的经济效果，此时宜采用扶壁式挡墙。悬臂式挡墙适用于地基承载力较低的填方边坡，但不适用于不良地质地段或地震动峰值加速度大于0.2g区域的边坡。

（二）扶壁式挡墙

扶壁式挡墙是指沿悬臂式挡土墙的立臂，每隔一定距离加一道扶壁，将立壁与踵板连接起来的挡土墙，其主要特点是构造简单、施工方便，墙身断面较小，自身质量轻，可以较好地发挥材料的强度性能，能适应地基承载力较低的地基。

扶壁式挡墙适用于6～12m高的填方边坡、缺乏石料地区，但不适用于不良地质地段或地震动峰值加速度大于0.2g区域的边坡。

二、悬臂式挡墙及扶壁式挡墙的设计计算

悬臂式挡墙及扶壁式挡墙的设计包括如下主要内容：

（1）边坡侧向土压力计算；

（2）地基承载力验算；

（3）结构内力及配筋计算；

（4）裂缝宽度验算及稳定性计算。

在计算时应根据计算内容分别采用相应的荷载组合及分项系数。悬臂式挡墙及扶壁式挡墙外荷载一般包括墙后土体自重及坡顶地面活载。当受地下水或地震影响或坡顶附近有建（构）筑物时，应考虑其产生的附加侧向土压力作用。

（一）侧向土压力计算

当墙踵下边缘与立板上边缘连线的倾角大于临界角，在墙后填土中将会出现第二破裂面，则应按第二破裂面计算作用于悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力。

当不能形成第二破裂面时，可用墙踵下缘与墙顶内缘的连线或通过墙踵的竖向面作为假想墙背计算，取其中不利状态的侧向土压力作为设计控制值。稳定计算时应记入第二破裂面与墙背之间的土体作用（图19-3）。

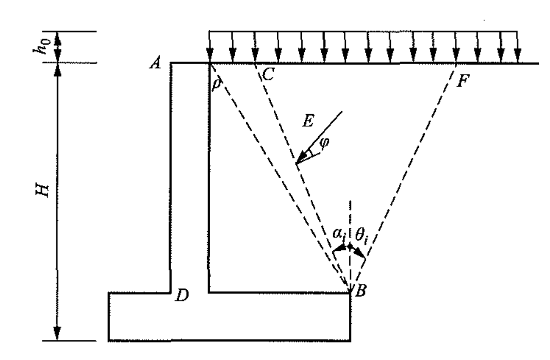


图19-3　墙背出现第二破裂面示意图

悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的侧向主动土压力可按式（19-18）～式（19-21）计算：

$$E=\frac{1}{2}\gamma H^2KK_1 \tag{19-18}$$

$$K=\frac{\tan^2\left(45°-\dfrac{\varphi}{2}\right)}{\cos\left(45°+\dfrac{\varphi}{2}\right)} \tag{19-19}$$

$$K_1=1+\frac{2h_0}{H} \tag{19-20}$$

$$a_i=\theta_i=45°-\frac{\varphi}{2} \tag{19-21}$$

式中 E——主动土压力强度，kPa；

γ——填土容量，kN/m^3；

H——挡墙高度，m；

h_0——活荷载换算土层高，m；

φ——填土内摩擦角，(°)。

（二）地基承载力验算

悬臂式挡墙及扶壁式挡墙的地基承载力验算可按照本章第三节给定方法进行。

（三）墙身内力计算

悬臂式挡墙的立板、墙趾板和墙踵板等结构构件可取单位宽度按悬挑构件进行计算。

扶壁式挡墙，根据其受力特点可按下列简化模型进行内力计算：

（1）立板和墙踵板可根据边界约束条件按三边固定、一边自由的板或以扶壁为支点的连续梁进行计算；

（2）墙趾底板可简化为固定在立板上的悬臂板进行计算；

（3）扶壁可简化为悬臂的T形梁进行计算，其中立板为梁的翼缘，扶壁为梁的腹板。

1. 立臂的内力

立臂为固定在墙底板上的悬臂梁，主要承受墙后的主动土压力与地下水压力。墙前的土压力一般不考虑，立臂较薄，自重小可略去不计。

立臂按受弯构件计算，各截面的剪力、弯矩按式（19-22）和式（19-23）计算（图19-4）：

$$Q_{1z}=\gamma z(2h_0+z)K_a/2 \tag{19-22}$$

$$M_{1z}=\gamma z^2(3h_0+z)K_a/6 \tag{19-23}$$

式中 Q_{1z}——距墙顶 z 处立臂的剪力，kN；

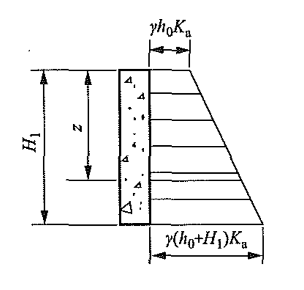
M_{1z}——距墙顶 z 处立臂的弯矩，kN·m；

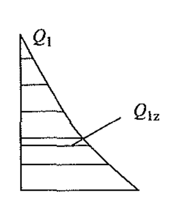
γ——填土的容重，kN/m^3；

z——计算截面到墙顶的距离，m；

h_0——活载的等代换算土柱高，m；

K_a——主动土压力系数。





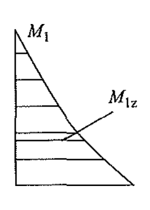


图19-4 立臂受力及内力计算

2. 墙踵板内力

墙踵板是以立臂底端为固定端的悬臂梁。墙踵板上作用有第二破裂面（或假想墙背）与墙背之间的土体（含其上活载）的自重力、墙踵板自重力、主动土压力的竖直分量、地基反力、地下水浮托力、板上水重和静水压力等荷载作用。

无地下水时，可按式（19-24）和式（19-25）计算（图19-5）：

$$Q_{2x}=B_x\left[\sigma_{y2}+\gamma_k h_1-\sigma_2+\frac{(\gamma h_1-\sigma_{y2}+\sigma_{y1})B_x}{2B_3}-\frac{(\sigma_1-\sigma_2)B_x}{2B}\right] \tag{19-24}$$

$$M_{2x}=\frac{B_x^2\left[3(\sigma_{y2}+\gamma_k h_1-\sigma_2)+\frac{(\gamma h_1-\sigma_{y2}+\sigma_{y1})B_x}{B_3}-\frac{(\sigma_1-\sigma_2)B_x}{B}\right]}{6} \tag{19-25}$$

式中 Q_{2x}——距墙踵为 B_x 截面的剪力，kN；

M_{2x}——距墙踵为 B_x 截面的弯矩，kN·m；

B_x——计算截面到墙踵的距离，m；

h_1——立臂高度，m；

γ_k——钢筋混凝土的容重，kN/m^3；

σ_{y1}，σ_{y2}——分别为墙顶、墙踵处的竖直土压应力，kPa；

σ_1，σ_2——分别为墙趾、墙踵处的地基压力，kPa；

B_3——墙踵板长度；

B——墙底板长度。

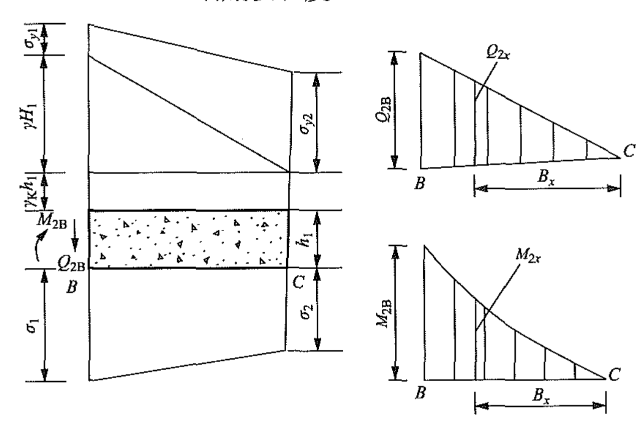


图19-5 墙踵板内力计算

3. 墙趾板内力计算

墙趾板的内力可按式（19-26）和式（19-27）计算（图19-6）：

$$Q_{3x}=B_x\left[\sigma_1-\gamma_k h_p-\gamma(h-h_p)-\frac{(\sigma_1-\sigma_2)B_x}{2B}\right] \tag{19-26}$$

$$M_{3x}=\frac{B_x^2\left\{3[\sigma_1-\gamma_k h_p-\gamma(h-h_p)]-\frac{(\sigma_1-\sigma_2)B_x}{B}\right\}}{6} \tag{19-27}$$

式中 Q_{3x}——每延米距墙趾板距墙趾为 B_x 截面的剪力，kN；

M_{3x} ——每延米距墙趾板距墙趾为 B_x 截面的弯矩，kN・m；

B_x——计算截面到墙趾的距离，m；

h_p——墙趾板的平均厚度，m；

h ——墙趾板埋置深度，m。

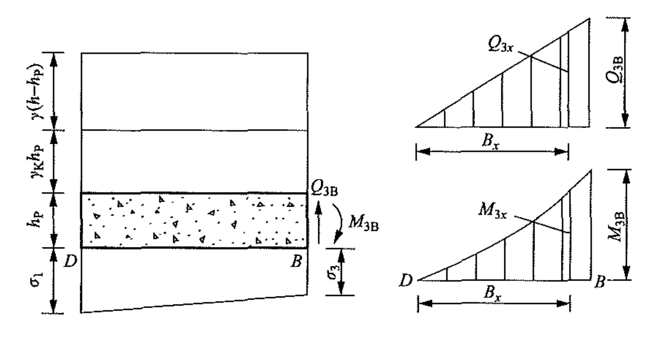


图 19-6 墙趾板内力计算

（四）配筋计算

悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的结构构件截面设计应按现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》的有关规定执行。

挡墙结构应进行混凝土裂缝宽度的验算。迎土面的裂缝宽度不应大于 0.2mm，背土面的裂缝宽度不应大于 0.3mm。

（五）抗滑移及抗倾覆验算

悬臂式挡墙和扶壁式挡墙应进行抗滑稳定性验算、抗倾稳定性验算。

三、悬臂式及扶壁式挡墙的构造设计

悬臂式挡墙及扶壁式挡墙的构造设计如下：

（1）悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的混凝土强度等级不应低于 C20，立板和扶壁的混凝土保护层厚度不应小于 35mm，底板（含墙趾板和墙踵板）的保护层厚度不应小于 40mm。受力钢筋直径不应小于 12mm，间距不宜大于 250mm。

（2）悬臂式挡墙截面尺寸应根据强度和变形计算确定，立板顶宽和底板厚度不应小于 200mm。当挡墙高度大于 4m 时，宜加根部翼。

（3）扶壁式挡墙尺寸应根据强度和变形计算确定，并应符合下列规定：

1）两扶壁之间的距离宜取挡墙高度的 1/3～1/2；

2）扶壁的厚度宜取扶壁间距的 1/8～1/6，且不宜小于 300mm；

3）立板顶端和底板的厚度应不小于 200mm；

4）立板在扶壁处的外伸长度，宜根据外伸悬臂固端弯矩与中间跨固端弯矩相等的原则确定，可取两扶壁净距的 0.35 倍左右。

（4）悬臂式挡墙和扶壁式挡墙结构构件应根据其受力特点进行配筋设计，其配筋率、钢筋的搭接和锚固等应符合现行国家标准 GB 50010《混凝土结构设计规范》的有关规定。

（5）当挡墙受滑动稳定控制时，应采取提高抗滑能力的构造措施。宜在墙底下设防滑键，其高度应保证键前土体不被挤出。防滑键厚度应根据抗剪强度计算确定，且不应小于 300mm。

（6）悬臂式挡墙和扶壁式挡墙位于纵向坡度大于 5%的斜坡时，基底宜做成台阶形。

（7）对软弱地基或填方地基，当地基承载力不满足设计要求时，应进行地基处理或采用桩基础方案。

（8）悬臂式挡墙和扶壁式挡墙的泄水孔设置及构造要求等应按相关规定执行。

（9）悬臂式挡墙和扶壁式挡墙纵向伸缩缝间距宜采用 10～15m。宜在不同结构单元处和地层性状变化处设置沉降缝，且沉降缝与伸缩缝宜合并设置。

四、悬臂式挡墙及扶壁式挡墙施工

悬臂式挡墙及扶壁式挡墙施工应符合下列要求：

（1）施工时应做好排水系统，避免水软化地基的不利影响，基坑开挖后应及时封闭。

（2）施工时应清除填土中的草和树皮、树根等杂物。在墙身混凝土强度达到设计强度的 70%后方可填土，填土应分层夯实。

（3）扶壁间回填宜对称实施，施工时应控制填土对扶壁式挡墙的不利影响。

（4）挡墙墙后表面的横坡坡度大于 1:6 时，应在进行表面粗糙处理后再填土。

第五节 锚杆（索）设计

采用锚杆（索）加固边坡，能够提供足够的抗滑力，并能提高潜在滑移面上的抗剪强度，有效地阻止坡体位移，这是一般支挡结构所不具备的力学作用。

一、锚杆（索）的组成及分类

（一）锚杆（索）的组成

锚杆（索）是一种将拉力传至稳定岩层或土层的结构体系，主要由锚头、自由段和锚固段组成。锚杆结构见图 19-7，锚索结构见图 19-8。

（二）锚杆（索）的分类

锚杆（索）的分类方法较多，通常可以按应用对象、锚固机理、是否预先施加应力等进行分类。

（1）按应用对象可分为岩石锚杆（索）和土层锚杆（索）。

（2）根据锚固段灌浆体受力的不同，主要分为拉力型、压力型、荷载分散型（拉力分散型与压力分散型）等。

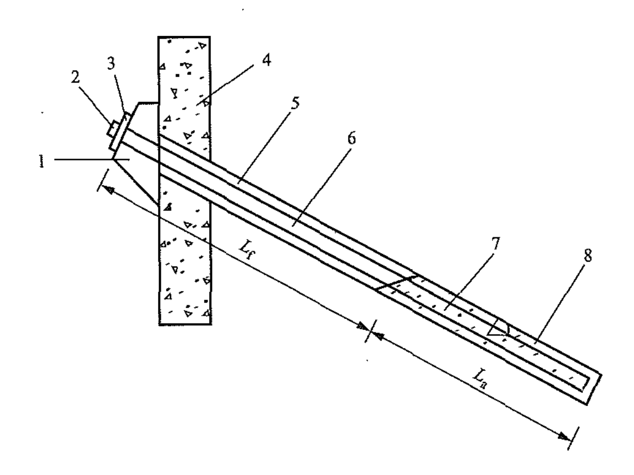


图 19-7 锚杆结构示意图

1—台座；2—锚具；3—承压板；4—支挡结构；5—钻孔；6—自由隔离层；7—钢筋；8—注浆体；L_f—自由段长度；L_a—锚固段长度

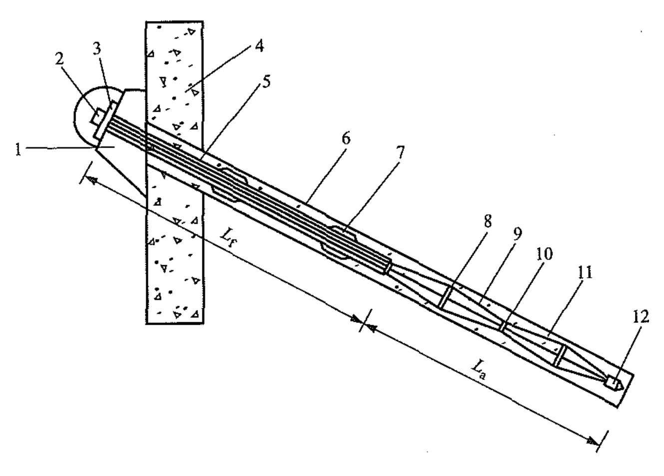


图 19-8 锚索结构示意图

1—台座；2—锚具；3—承压板；4—支档结构；5—自由隔离层；6—钻孔；7—对中支架；8—隔离架；9—钢绞线；10—架线环；11—注浆体；12—导向帽；L_f—自由段；L_a—锚固段

（3）锚杆（索）按是否预先施加应力分为预应力锚杆（索）和非预应力锚杆（索）。

（4）按锚固机理还可分为有黏结型锚杆、摩擦型锚杆、端头锚固型锚杆和混合型锚杆。

（三）锚杆（索）设计的基本原则

锚杆（索）的设计一般遵循以下基本原则：

（1）锚杆设计前认真调查边坡工程的地质条件，并进行岩土工程勘察及相关的岩土物理力学性能实验，以提供锚固工程范围类的岩土性状、抗剪强度、地下水、地震等资料。对于土质边坡还应提供土体的物理性质和物理状态指标。

（2）锚杆的设计使用寿命应不小于相关的建（构）筑物的正常使用年限，其防腐等级应达到相应的要求。

（3）一般使用期限在两年以内的工程锚杆应按临时锚杆设计，使用期限在两年以上的锚杆应按永久性锚杆进行设计。

（4）对于永久性锚杆（索）的锚固段不应设在未经处理的下列岩土层中：

1）有机质土、液限大于 50%或相对密度小于 0.3 的土层中；

2）液限大于 50%的土层由于其高塑性会引起明显的徐变而导致锚固力不能长期保持恒定。

（5）当对支护结构变形量容许值要求较高或岩层边坡施工期稳定性较差，或土层锚固性能较差，或采用了钢绞线和精轧钢，或滑坡整治时，宜采用预应力锚杆。设计的锚杆必须达到所设计的锚固力要求，防止边坡滑动剪断锚杆，锚杆选用的钢筋或钢绞线必须满足有关国家标准，同时应保障钢筋或钢绞线有效防腐，以避免锈蚀导致材料强度降低。

（6）进行锚杆设计时，对于采用新工艺、新材料或新技术的锚杆（索），或无锚固工程经验的岩土层内的锚杆（索），或一级边坡工程的锚杆（索）应进行基本试验。选择的锚固材料应进行材性试验，锚杆（索）施工完毕后应对锚杆（索）进行抗拔试验，验证锚杆（索）是否达到设计承载力的要求。

（7）对于电力工程遇到的大型边坡在采用预应力锚索加固后应进行至少一年的位移监测。

锚杆（索）的选型应根据锚杆（索）锚固段所处部位的岩土层类型、工程特征、锚杆（索）承载力大小、锚杆（索）材料和长度、施工工艺等条件综合考虑，可按表 19-17 选择。

表 19-17 锚 杆（索）选 型

锚杆类别	锚固锚杆特征				备 注
	材料	锚杆承载力标准值（kN）	锚杆长度（m）	应力状况	
土层锚杆	钢筋（Ⅱ级、Ⅲ级）	<450	<16	非预应力	锚杆超长时，施工安装难度较大
	钢绞线 高强钢丝	450～800	>10	预应力	锚杆超长时施工方便
	精轧螺纹钢筋（直径 18～25mm）	400～800	>10	预应力	杆体防腐性好，施工安装方便
	无黏结钢绞线	450～800	>10	预应力	压力型、压力分散型锚杆

续表

锚杆类别	锚固锚杆特征				备 注
	材料	锚杆承载力标准值（kN）	锚杆长度（m）	应力状况	
岩层锚杆	钢筋（Ⅱ级、Ⅲ级）	<450	<16	非预应力	锚杆超长时，施工安装难度较大
	钢绞线 高强钢丝	500～3000	>10	预应力	锚杆超长时施工方便
	精轧螺纹钢筋（直径 25～32mm）	400～1100	>10	预应力或非预应力	杆体防腐性好，施工安装方便
	无黏结钢绞线	450～3000	>10	预应力	压力型、压力分散型锚杆

二、锚杆（索）的设计计算

（一）锚杆（索）锚固设计荷载的确定

锚杆（索）锚固设计荷载的确定应根据边坡的推力大小和支护结构的类型综合考虑进行确定。

首先计算边坡的推力或侧压力，然后根据支挡结构的形式计算边坡要达到稳定需要锚固提供的支撑力。根据支撑力和锚杆数量、布置，确定出锚杆（索）锚固荷载的大小，锚固荷载的大小作为锚筋截面计算和锚固体设计的重要依据。

（二）锚杆（索）锚筋的设计

1. 锚杆锚筋的截面积计算

锚杆（索）轴向拉力标准值应按式（19-28）计算：

$$N_{ak}=\frac{H_{tk}}{\cos\alpha} \quad (19\text{-}28)$$

式中 N_{ak}——锚杆轴向拉力标准值，kN；

H_{tk}——锚杆水平拉力标准值，kN；

α——锚杆倾角，（°）。

锚杆（索）钢筋截面面积应满足式（19-28）的要求，锚杆承载力设计值应按式（19-29）、式（19-30）计算：

$$N_a=A_s f_y(f_{py}) \quad (19\text{-}29)$$

$$A_s\geqslant\frac{KN_{ak}}{f_y(f_{py})} \quad (19\text{-}30)$$

式中 A_s——锚杆钢筋或预应力钢绞线截面面积，m^2；

N_{ak}——锚杆轴向拉力标准值，kN；

N_a——锚杆承载力设计值，kN；

f_y——钢筋抗拉强度设计值，kPa；

f_{py}——预应力钢绞线抗拉强度设计值，kPa；

K——锚杆杆体抗拉安全系数，按表 19-18 取值。

2. 锚筋的选用

根据锚筋截面计算值 A_g，对锚杆进行锚筋的配置，要求实际的锚筋配置截面 $A_g\geqslant A_g'$。配筋的选材应根据锚固工程的作用、锚杆承载力、锚杆的长度、数量以及现场提供的施加应力和锁定设备等因数综合考虑。

表 19-18 锚杆杆体抗拉安全系数

边坡工程安全等级	最小安全系数	
	临时锚杆	永久锚杆
一级	1.8	2.2
二级	1.6	2
三级	1.4	1.8

注 永久性锚杆抗震验算时，其安全系数应按 0.8 折减。

锚筋一般选用普通Ⅱ级、Ⅲ级热轧钢筋，如果是预应力锚杆可选用Ⅱ级、Ⅲ级冷拉热轧钢筋或其他等级的高强精轧螺纹钢筋。钢筋的直径一般选用ϕ2～ϕ32mm。

对于长度较长、锚固力较大的预应力锚杆应优先选用钢绞线、高强钢丝，这样不但可以降低锚杆的用钢量，最大限度地减少钻孔和施加预应力的工作量，而且可以减少预应力的损失。

在选用钢绞线时应当符合国标 GB/T 5223、GB/T 5224 要求。

3. 按实际锚筋截面计算锚杆承载力设计值

假设实际锚筋配置截面为 A_g，由式（19-31）按实际锚筋计算锚杆承载力设计值：

$$N_g=\frac{A_g f_{ptk}}{K}\geqslant N \quad (19\text{-}31)$$

式中 N_g——实际锚筋配置情况下锚杆的承载力设计值，kN；

N——锚杆设计荷载；

f_{ptk}——所配锚筋（钢丝、钢绞线或钢筋）的抗拉强度设计值，kPa；

K——安全系数，取值见表 19-16。

（三）锚杆（索）的锚固力计算与锚固体设计

锚杆容许锚固力（容许承载力）是极限锚固力（极限承载力）除以适当的安全系数（通常为 2.0～2.5）；通常锚杆容许锚固力是锚杆设计锚固力（或称为锚固力设计值）的 1.2～1.5 倍。在设计时，锚杆的设计荷载必须小于锚固力设计值。

1. 锚杆（索）的锚固力及锚固长度

锚杆锚固力的计算方法随锚固体形式不同而异，

圆柱型锚杆的锚固力由锚固体表面与周围地层的摩擦力提供；端头扩大型锚杆的锚固力则由扩座端的面承力及与周围地层的摩擦力提供。

对于圆柱型锚杆，根据锚固机理，锚杆的极限锚固力可按式（19-32）计算：

$$P_u = \pi L d q_s \tag{19-32}$$

式中 L——锚固体长度，m；

d——锚固体直径，m；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限黏结强度。

式（19-31）给出了锚杆承载力设计值 N_g（大于或等于锚杆设计荷载），由式（19-33）可得锚杆要达到锚固力设计值 N_g 所需的最小锚固体长度：

$$L_m \geqslant \frac{KN_g}{\pi d q_s} \tag{19-33}$$

式中 L_m——锚固体长度，m；

q_s——锚固体表面与周围岩土体之间的极限黏结强度标准值（表 19-19 和表 19-20），kPa。

表 19-19　岩石与锚固体极限黏结强度标准值

岩石类别	f_{rbk} 值（kPa）
极软岩	350～500
软岩	500～1000
较软岩	1000～1200
较硬岩	1200～1800
坚硬岩	1800～2600

注 1. 表中数据适用于注浆强度等级为 M30。
2. 表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验。
3. 岩体结构面发育时，取表中下限值。
4. 表中岩石类别根据天然单轴抗压强度 f_r 划分：f_r＜5MPa 为极软岩，5MPa≤f_r＜15MPa 为软岩，15MPa≤f_r＜30MPa 为较软岩，30MPa≤f_r＜60MPa 为较硬岩，f_r≥60MPa 为坚硬岩。

表 19-20　土体与锚固体极限黏结强度标准值

土层种类	土的状态	f_{rbk} 值（kPa）
黏性土	坚硬	65～100
	硬塑	50～65
	可塑	40～50
	软塑	20～40
砂土	松散	60～100
	稍密	100～140
	中密	140～200
	密实	200～280
碎石土	稍密	120～180
	中密	160～220
	密实	220～300

注 1. 表中数据适用于注浆强度等级为 M30；
2. 表中数据仅适用于初步设计，施工时应通过试验检验。

2. 锚杆（索）的锚固段长度

锚杆（索）锚固段长度应满足式（19-34）的要求：

$$l_a \geqslant \frac{KN_{ak}}{\pi D f_{rbki}} \tag{19-34}$$

式中 N_{ak}——锚杆轴向拉力标准值，kN。

l_a——锚杆锚固段长度，m。尚应满足：土层锚杆的锚固段长度不应小于 4m，并不宜大于 10m；岩石锚杆的锚固段长度不应小于 3m，并不宜大于 45D 和 6.5m，或 55D 和 8m（对预应力锚索）。

f_{rbki}——第 i 层岩土层锚固段范围内岩土层与锚固体极限黏结强度标准值，kPa。应通过试验确定，当无试验资料时可按表 19-17 和表 19-18 取值。

D——锚杆锚固段钻孔直径，mm。

3. 锚杆（索）杆体与锚固砂浆间的锚固长度

极限锚固力计算见式（19-35）：

$$P_u = \pi L n d_g q_s \tag{19-35}$$

式中 L——锚固体长度，m；

d_g——锚筋直径，m；

n——锚筋数量。

锚杆（索）杆体与锚固砂浆间的锚固长度应满足式（19-36）要求：

$$l_a \geqslant \frac{KN_{ak}}{n\pi d f_{bk}} \tag{19-36}$$

式中 N_{ak}——锚杆轴向拉力标准值，kN。

l_a——锚筋与砂浆间的锚固长度，m。

d——锚筋直径，m。

n——杆体（钢筋、钢绞线）根数，根。

f_{bk}——钢筋与锚固砂浆间的极限黏结强度标准值，kPa。应由试验确定，当缺乏试验资料时可按表 19-21 取值。

表 19-21　钢筋、钢绞线与砂浆之间的极限黏结强度标准值

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与螺纹钢筋间极限黏结强度标准值 f_{bk}（MPa）	2.10	2.40	2.70

续表

锚杆类型	水泥浆或水泥砂浆强度等级		
	M25	M30	M35
水泥砂浆与钢绞线、高强钢丝间极限黏结强度标准值f_{bk}（MPa）	2.75	2.95	3.40

注 1. 当采用二根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘以0.85折减系数。
2. 当采用三根钢筋点焊成束的作法时，黏结强度应乘以0.7折减系数。
3. 成束钢筋的根数不应超过三根，钢筋截面总面积不应超过锚孔面积的20%。当锚固段钢筋和注浆材料采用特殊设计，并经试验验证锚固效果良好时，可适当增加锚筋用量。

三、锚杆（索）的锁定荷载和锚头设计

对于锚杆，原则上可按锚杆设计轴向力（工作荷载）作为预应力值加以锁定，但锁定荷载应视锚杆的使用目的和地层性状而加以调整。

（1）边坡坡体结构完整性较好时，可将设计锚固力的100%作为锁定荷载。

（2）边坡坡体有明显蠕变且预应力锚杆与抗滑桩相结合，或因坡体地层松散引起的变形过大时，应由张拉试验确定锁定荷载。通常这种情况下将锁定荷载取为设计锚固力的50%～80%。

（3）当边坡具有崩滑性时，锁定荷载可取为设计锚固力的30%～70%。

（4）如果设计的支挡结构容许变位时，锁定荷载应根据设计条件确定，有时按容许变形的大小可取设计锚固力的50%～70%。

（5）当锚固地层有明显的徐变时，可将锚杆张拉到设计拉力值的1.2～1.3倍，然后再退到设计锚固力进行锁定，这样可以减少地层的徐变量引起的预应力损失。

锚杆头部的传力台座（张拉台座）的尺寸和结构构造应具有足够的强度和刚度，不得产生有害的变形；可采用C25以上的现浇钢筋混凝土结构，一般为梯形断面。

预应力锚杆的锚具品种较多，锚具型号、尺寸的选取应保持锚杆预应力值的恒定，设计中应在工程设计施工图上注明锚具的型号、标记和锚固性能参数。

四、锚杆（索）的防腐设计

对锚杆进行防腐设计时，应充分调查腐蚀环境，并选择适宜的防腐方法。永久性锚杆应采用双层防腐，临时性锚杆可采用简单防腐，但当腐蚀环境严重时，也应采用双层防腐。

1. 锚固体防腐

锚固于无腐蚀条件地层内的锚固段，经除锈后可不再作特殊处理，直接由水泥砂浆密封防腐，但钢杆（索）必须居中，一般使用定位器，使水泥砂浆保护层厚度不小于20mm。对于锚固于具有腐蚀条件地层内的锚固段应作特殊防腐处理，一般可用环氧树脂涂刷钢筋的方法。

2. 自由段防腐

防腐构造应不影响张拉钢材的自由伸长。对于预应力锚杆自由段防腐采用Ⅱ级、Ⅲ级钢筋制作锚杆的非锚固段（位于土层区段）防腐处理可采用出锈、刷沥青船底漆二度，沥青玻纤布缠裹二层。

对于预应力锚杆自由段防腐，可采用钢绞线、精轧螺纹钢筋制作的预应力锚杆（索）非锚固段防腐宜采用杆体表面出锈、刷沥青船底漆二度后绕扎塑料布，在塑料布上再涂润滑油，最后装入塑料套管中，形成双层防腐，自由段套管两端100～200mm范围内用黄油充填，外绕扎工程胶布固定。

3. 锚头防腐

永久性锚杆的承压板一般应刷沥青。一次灌浆硬化后承压板下部残留空隙，应再次充填水泥浆和润滑油，经防腐处理后的非锚段外端应伸入钢筋混凝土构件内50mm以上。如锚杆不须再次张拉，则锚头的锚具涂以润滑油、沥青后用内配钢筋网的混凝土罩封闭，混凝土标号不低于C30，厚度不小于100mm，混凝土保护层不小于30mm。如锚杆需要重新张拉，则可采用盒具密封，但盒具的空腔内必须有润滑油充填。

4. 临时性锚杆的防腐

对于临时性锚杆重点对外锚头和自由段作防腐处理，锚固段一般可依靠注浆材料达到防腐效果。非预应力锚杆非锚固段可用除锈后刷沥青防锈漆处理。预应力锚杆自由段可采用除锈后刷沥青防锈漆或加套管方案。外锚头防腐可采用外涂防腐材料或外包混凝土方案解决。

五、锚杆（索）的构造设计

锚杆（索）的构造应满足以下要求：

（1）锚杆总长度为锚固段长、自由段长和外锚段之和。锚杆自由段长度按外锚头到潜在滑裂面的长度计算，但预应力锚杆自由段长度不小于5.0m；锚杆锚固段长度按计算确定，同时土层锚杆锚固段长度宜大于4.0m且小于14.0m，岩石锚杆锚固段长度宜大于3.0m且小于10.0m；如果岩石锚杆承载力设计值不大于250kN，且锚固区段为结构完整无明显裂隙的硬质岩石时，锚固段长度可用2.0～3.0m。

（2）锚杆对中支架（架线环）应沿锚杆轴线方向每隔1.0～2.0m设置一个，对于岩石锚杆支架间距可

适当增大至 2.0～2.5m。

（3）在无特殊要求的条件下，锚杆浆体一般采用水泥砂浆，其强度设计值不宜低于 M20。

（4）锚杆外锚头、台座、腰梁及辅助件应按 JTG D62《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》、GB 50017《钢结构设计规范》进行设计。

六、锚杆（索）施工

（一）施工前的准备工作

施工前的准备工作包括施工前的调查和施工组织设计两部分。施工前的调查是为施工组织设计提供必要资料。

（二）造孔

锚杆钻孔应满足设计要求的孔径、长度和倾角，采用适宜的钻孔方法确保精度，使后续的杆体插入和注浆作业能顺利地进行。一般要求如下：

（1）孔方位角，并做出标记。一般要求锚孔入口点水平方向误差不应大于 50mm，垂直方向误差不应大于 100mm。

（2）确定孔位后根据实际地层及钻孔方向选取适当的钻孔机具并确定机座水平定位和立轴倾角（即锚孔倾角），钻机立轴的倾角与钻孔的倾角应尽量相吻合，其允许的误差只能是岩心管倾角略大于立轴倾角，不允许有反向的偏差出现。开孔后，尽量保持良好的钻进导向。在钻进过程中根据实际地层变化情况，随时调整钻进参数，以防止造成孔斜偏差。

（3）在边坡锚固的钻孔过程中应注意岩芯的拾取，并尽量提高岩芯采取率，以求不断准确划分地层、确定不稳定岩土体厚度，判断断裂破碎带、滑移面、软弱结构面的位置和厚度，从而验证设计所依据的岩土工程勘察资料，必要时修改设计。锚孔深度应超过设计长度 0.5～1.0m，同时锚孔锚固段应进入中等风化或更坚硬的岩层，深度一般不得小于 5m。

（三）锚杆制作与安装

各种形式锚杆制作与安装的总体要求如下：

（1）严格按照设计进行钢筋（或钢绞线）选材。对进场的钢筋或钢绞线应验明其产地、生产日期、出厂日期、型号，并核实生产厂家的资质证书及其各项力学性能指标。同时须进行抽样检验，以确保其各项参数达到锚固施工要求。对于预应力锚固结构，优先选用高应力、低松弛的钢绞线，保证其与混凝土有足够的黏结力（握裹力），同时应保证预应力损失后仍能建立较高的预应力值。

（2）严格按照设计长度进行下料。对进场钢筋经检验达到上述技术要求后，即可进行校直、出锈处理，然后，按照施工设计长度进行断料，其长度误差不应大于 50mm。一般实际长度应大于计算长度的 0.3～0.5m，但不可下得过短，以致无法锁定或者给后续施工带来不便。

（3）锚杆组装可在严格管理下由熟练人员在工地制作。对于Ⅱ级、Ⅲ级钢筋连接时宜采用对接焊或双面搭接焊，焊接长度不应小于钢筋直径的 8 倍，精轧螺纹钢筋定型套筒连接。锚杆自由段应按照设计作防腐处理和定位处理。

（4）锚束放入钻孔之前，应检查孔道是否阻塞，查看孔道是否清理干净，并检查锚索体的质量，确保锚束组装满足设计要求。安放锚束时，应防止锚束扭压、弯曲，注浆管宜随锚体一同放入钻孔，注浆管端部距管底宜为 50～100mm，锚束放入角度应与钻孔角度保持一致，在入孔过程中，注意避免移动对中器，避免自由长度段无黏结护套或防腐体系出现损伤。锚束插入孔内深度不应小于锚束长度的 95%。

（四）注浆施工

锚杆注浆施工应当严格把握浆材质量、浆液性能、注浆工艺和注浆质量。一般要求有：

（1）按规定选择水泥浆体材料。选用水泥标号应为灌浆浆液标号的 1.5～2 倍，且不宜低于 425 号的新鲜普通硅酸盐水泥，对进场水泥应复查力学性能。搅拌浆液所用水中不含有影响水泥正常凝结、硬化的有害物质。选用砂料的含泥量按重量计不得大于 3%，砂中有害物质（如云母、轻物质、有机物、硫化物等）含量应低于 1%～2%，砂的粒径以中砂（平均粒径 0.3～0.5mm）较好，但要求含水量不应大于 3%。外加剂的品种与用量由试验确定，一般情况下加速浆体凝固的水玻璃掺量为 0.5%～3%；提高浆液扩散能力和可泵性的表面活性剂（或减水剂），如三乙醇胺等，其掺量为水泥用量的 0.02%～0.05%；为提高浆液的均匀性和稳定性，防止固体颗粒离析和沉淀而掺加的膨润土，其掺量不宜大于水泥用量的 5%。

（2）锚束浆液在 28d 龄期后要求抗压强度达到设计标号强度；当注浆为水泥砂浆时，一般选用灰砂比为 1:1～1:2，水灰比为 1:0.38～1:0.48，且砂子粒径不得大于 2mm，而二次高压注浆形成的连续球型锚杆的材料宜选用水灰比 1:0.45～1:0.50 的纯水泥浆。对与配置好的浆液应有稳定性好，常温、常压下较长时间存放，不易改变其基本性质，不发生强烈的化学反应特点，同时浆液对注浆设备、管路、橡胶制品无腐蚀性、易清洗，浆液固化时无收缩现象（或收缩性小），固化后有一定的黏结性，能牢固地与岩石、混凝土及砂子等黏结。除此之外还要求浆体配置方便操作、容易掌握、原料来源丰富，价格便宜，能够大规模使用。

（3）注浆作业应连续紧凑，中途不得中断，使注浆工作在初始注入的浆液仍具塑性的时间内完成；在注浆过程中，边灌边提注浆管，保证注浆管管头插入

浆液液面下50～80cm，严禁将导管拔出浆液面，以免出现断杆事故。实际注浆量不得少于设计锚索的理论计算量，即注浆充盈系数不得小于1.0。

（4）二次高压注浆形成连续球型锚杆的注浆还应注意：一次常压注浆作业应从孔底开始，直至孔口溢出浆液；对锚固体的二次高压注浆应在一次注浆形成的水泥结石体强度达到5.0MPa时进行，注浆压力和注浆时间可根据锚固体的体积确定，并分段依次由下至上进行。

（五）锚杆的张拉与锁定

锚杆张拉应注重张拉设备的选择、标定、安装、张拉荷载分级、锁定荷载以及测量精度等方面的质量控制，一般要求如下：

（1）张拉设备要根据锚杆体的材料和锁定力的大小进行选择。选择时应考虑它的通用性能，从而使得它具备除可能张拉配套锚具外，还能张拉尽可能多的其他系列锚具的通用性能，做到一项多用。同时张拉设备应能使预应力筋的拉力既能从已有荷载上增加或降低，又能在中间荷载下锚固，最后张拉设备还应能拉锚以确定预应力荷载的大小。

（2）张拉前对张拉设备进行标定。对于1000kN以下的千斤顶，可用2000kN的压力机标定，标定的数据与理论出力误差应小于2%。

（3）安装锚夹具前，要对锚具进行逐个严格检查。锚具安装必须与孔道对中，夹片安装要整齐，裂缝要均匀，理顺注浆管后依次套入锚垫板、工作锚、限位板，在限位板上用千斤顶预拉，每根预拉一定荷载后，再套入千斤顶、工具锚、工具夹片等。

（4）张拉前，必须待锚固段、承压台（或梁）等构件的混凝土强度达到设计强度方能进行张拉，同时必须把承压支撑构件的面整平，将台座、锚具安装好，并保正和锚索轴线方向垂直（误差小于5°）。

（5）张拉应按一定程序和设计张拉速度（一般为40kN/min）进行。正式张拉前进行二次预张拉，张拉力为设计拉力的10%～20%。正式张拉荷载要分级逐步施加，不能一次加至锁定荷载。

第六节 锚杆挡墙支护结构设计

锚杆式挡墙依靠锚固在岩层内锚杆的水平拉力以承受土体侧压力，是由钢筋混凝土肋柱、墙面板和水平（或倾斜）的锚杆联合组成的轻型支挡结构物。

一、锚杆挡墙的分类及设计内容

（一）锚杆挡墙的分类

根据挡墙的结构形式，锚杆挡墙可分为板肋式锚杆挡墙、格构式锚杆挡墙和排桩式锚杆挡墙。

根据锚杆的类型，锚杆挡墙可分为非预应力锚杆挡墙和预应力锚杆挡墙。

（二）锚杆挡墙的设计内容

锚杆挡墙的设计包括以下主要内容：

（1）侧向岩土压力计算；

（2）挡墙结构内力计算；

（3）立柱嵌入深度计算；

（4）锚杆计算和锚下结构局部承压强度以及抗裂性计算；

（5）挡板、立柱（肋柱或排桩）及其基础设计；

（6）边坡变形控制设计；

（7）整体稳定性分析；

（8）施工方案建议和监测要求等主要内容。

二、锚杆挡墙的设计计算

（一）锚杆挡墙布置原则

锚杆挡墙的布置原则应符合以下要求：

（1）锚杆挡墙根据地形可采用单级或多级。在多级墙上、下两级墙之间可设置平台，平台宽度不宜小于2.0m。

（2）板肋式锚杆挡土墙的肋柱间距，根据土压力大小和锚杆的抗拔力而定，预制构件还应考虑工地的起吊能力，板肋式锚杆挡墙的肋柱间距一般板肋可采用预制单根整柱，亦可采用分段拼装或现浇。板肋式锚杆挡墙肋柱的间距一般为3.0～8.0m。格构式锚杆挡墙的间距一般为3.0～5.0m。

（3）每级肋柱上的锚杆层数，可设计为一层或多层。锚杆可按弯矩相等或支点反力相等的原则布置，为了防止出现“群锚”现象，上下排间距不宜小于2.5m，水平间距不小于2.0m。锚杆层数为两层时，一般按照两个支点的弯矩相等的原则布置；如果锚杆层数大于两层，可按各支点处弯矩相近的原则布置。由此而确定的肋柱截面比较经济。如果按各点反力相等的原则布置锚杆，则锚杆的用料比较经济。

（4）每层锚杆宜向下倾斜，锚杆轴线与水平面夹角小于10°后，锚杆外端灌浆饱满度难以保证，因此夹角一般不宜小于10°。由于锚杆水平抗拉力等于拉杆强度与锚杆倾角余弦值的乘积，锚杆倾角过大时，有效水平拉力下降过多，同时对锚肋作用较大的垂直分力，该垂直分力在肋柱基础设计时不能忽略，同时对施工期锚杆挡墙的竖向稳定不利。因此，锚杆与水平面的夹角不宜大于45°，一般在10°～35°之间，便于灌浆。

（二）锚杆挡墙内力计算

挡墙侧向压力大小与岩土力学性质、墙高、支护结构形式及位移方向和大小等因素有关。土质边坡锚

杆挡墙的土压力大于主动土压力，采用预应力锚杆挡墙时土压力增加更大，需采用土压力增大系数 β 来反映锚杆挡墙侧向压力的增大。岩质边坡变形小，应力释放较快，锚杆对岩体约束后侧向压力增大不明显，故对非预应力锚杆挡墙不考虑侧压力增大，预应力锚杆考虑 1.1 的增大系数。

1. 侧向岩土压力计算

坡顶无建（构）筑物且不需进行边坡变形控制的锚杆挡墙，其侧向岩土压力合力可按式（19-37）计算：

$$E'_{ah}=E_{ah}\beta_2 \tag{19-37}$$

式中 E'_{ah}——侧向岩土压力合力水平分力修正后标准值，kN；

E_{ah}——侧向主动岩土压力合力水平分力标准值，kN；

β_2——锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数，应根据岩土类别和锚杆类型按表 19-22 确定。

表 19-22 锚杆挡墙侧向岩土压力修正系数 β_2

锚杆类型 岩土类别	非预应力锚杆			预应力锚杆	
	土层锚杆	自由段为土层的岩石锚杆	自由段为岩层的岩石锚杆	自由段为土层时	自由段为岩层时
β_2	1.1～1.2	1.1～1.2	1.0	1.2～1.3	1.1

注 当锚杆变形计算值较小时取大值，较大时取小值。

确定岩土自重产生的锚杆挡墙侧压力分布，应考虑锚杆层数、挡墙位移大小、支护结构刚度和施工方法等因素，可简化为三角形、梯形或当地经验图形。填方锚杆挡墙和单排锚杆的土层锚杆挡墙的侧压力，可近似按库仑理论取为三角形分布。对岩质边坡以及坚硬、硬塑状态黏性土和密实、中密状态砂土类边坡，当采用逆作法施工的、柔性结构的多层锚杆挡墙时，侧压力分布可近似按图 19-9 确定，图中 e_{hk} 按式（19-38）、式（19-39）计算。

岩质边坡：

$$e_{hk}=\frac{E_{hk}}{0.9H} \tag{19-38}$$

土质边坡：

$$e_{hk}=\frac{E_{hk}}{0.875H} \tag{19-39}$$

式中 e_{hk}——侧向岩土压力水平分力标准值，kN/m²；

E_{hk}——侧向岩土压力合力水平分力标准值，kN/m；

H——挡墙高度，m。

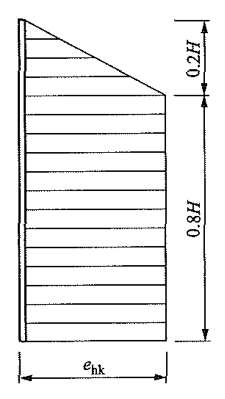


图 19-9 锚杆挡墙侧压力分布图

2. 挡墙结构内力计算

对板肋式和排桩式锚杆挡墙，立柱荷载设计值取立柱受荷范围内的最不利荷载组合值。

岩质边坡以及坚硬、硬塑状态的黏性土和密实、中密状态砂土类边坡的锚杆挡墙，立柱和锚杆的水平分力可按下列要求计算：

（1）立柱可按支承于刚性锚杆上的连续梁计算内力；当锚杆变形较大时立柱宜按支承于弹性锚杆上的连续梁计算内力；

（2）根据立柱下端的嵌岩程度，可按铰结端或固定端考虑，嵌入深度可按等值梁法计算。

除坚硬、硬塑状态黏性土和密实、中密砂土类外的土质边坡锚杆挡墙，结构内力宜按弹性支点法计算。对板肋式及排桩式锚杆挡墙，当立柱（肋柱和桩）入土深度较小或坡脚土体较软弱时，可视立柱下端为自由端，按静力平衡法计算。当立柱（肋柱和桩）入土深度较大或为岩层或坡脚土体较坚硬时，可视立柱下端为固定端，按等值梁法计算。

按静力平衡法，锚杆水平分力可按式（19-40）计算（图 19-10）：

$$H_{tkj}=E_{akj}-E_{pkj}-\sum_{i=1}^{j-1}H_{tki}\quad(j=1,\ 2,\ \cdots,\ n) \tag{19-40}$$

式中 H_{tkj}——相应于作用的标准组合时，第 j 层锚杆水平分力，kN；

H_{tki}——相应于作用的标准组合时，第 i 层锚杆水平分力，kN；

E_{akj}——相应于作用的标准组合时，挡墙后侧向主动土压力合力，kN；

E_{pkj}——相应于作用的标准组合时，坡脚地面以下挡墙前侧向被动土压力合力（立柱在坡脚地面以下岩土层内的被动侧向压力），kN；

n——沿边坡高度范围内设置的锚杆总层数。

最小入土深度 D_{min} 可按式（19-41）计算确定：

$$E_{pk}b-E_{ak}a_n-\sum_{i=1}^{n}H_{tki}a_{ai}=0 \tag{19-41}$$

式中 E_{ak}——相应于作用的标准组合时，挡墙后侧向主动土压力合力，kN；

E_{pk}——相应于作用的标准组合时，挡墙前侧向被动土压力合力，kN；

a_n——相应于作用的标准组合时，E_{ak} 作用点到 H_{tkn} 的距离，m；

a_{ai}——H_{tki} 作用点到 H_{tkn} 的距离，m；

b——E_{pk} 作用点到 H_{tkn} 的距离，m。

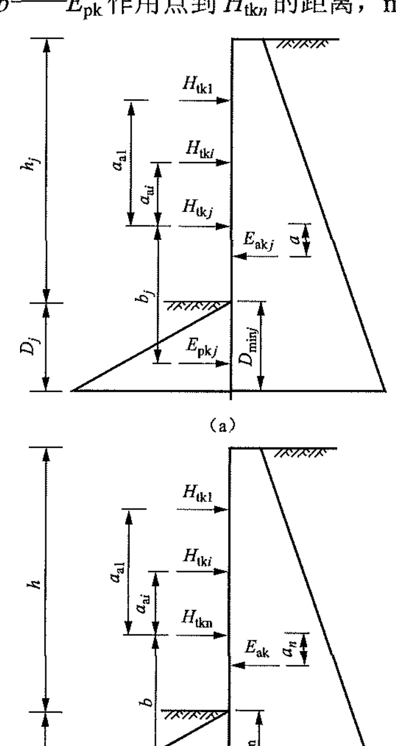


图 19-10 静力平衡法计算简图

（a）第 j 层锚杆水平分力；（b）立柱嵌入深度

立柱入土深度可按式（19-42）计算：

$$D=\xi D_{min} \tag{19-42}$$

式中 D——立柱入土深度，m；

D_{min}——挡墙最低一排锚杆设置后，开挖高度为边坡高度时立柱的最小入土深度，m；

ξ——增大系数，对一级、二级、三级边坡分别为 1.50、1.40、1.30。

立柱的内力可根据锚固力和作用于支护结构上侧压力按常规方法计算。计算挡墙后侧向压力时，在坡脚地面以上部分计算宽度应取立柱间的水平距离，在坡脚地面以下部分计算宽度对肋柱取 $1.5b+0.5$（其中 b 为肋柱宽度），对桩取 $0.9(1.5D+0.5)$（其中 D 为桩直径）。挡墙前坡脚地面以下被动侧向压力，应考虑墙前岩土层稳定性、地面是否无限等情况，按当地工程经验折减使用。

按等值梁法，坡脚地面以下立柱反弯点到坡脚地面的距离 Y_n 可按式（19-43）计算（图 19-11）：

$$E_{ak}-E_{pk}=0 \tag{19-43}$$

式中 E_{ak}——相应于作用的标准组合时，挡墙后侧向主动土压力标准值，kN/m；

E_{pk}——相应于作用的标准组合时，挡墙前侧向被动土压力设计值，kN/m。

第 j 层锚杆的水平分力可按式（19-44）计算：

$$H_{tkj}=\frac{E_{akj}a_j-\sum_{i=1}^{j-1}H_{tki}a_{ai}}{a_{aj}}\quad (j=1,\ 2,\ \cdots,\ n) \tag{19-44}$$

式中 a_j——E_{akj} 作用点到反弯点的距离，m；

a_{aj}——H_{tkj} 作用点到反弯点的距离，m；

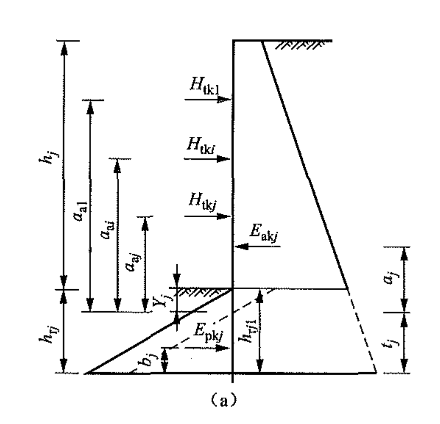
a_{ai}——H_{tki} 作用点到反弯点的距离，m。

立柱的最小入土深度 D_{min} 可按式（19-45）计算确定。

$$h_r=Y_n+t_n \tag{19-45}$$

$$t_n=\frac{E_{pk}b}{E_{ak}-\sum_{i=1}^{n}H_{tki}} \tag{19-46}$$

式中 b——桩前作用于立柱的被动土压力合力 E_{pk} 作用点到立柱底的距离，m。



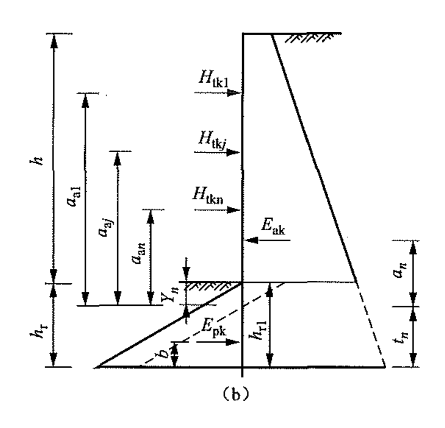


图 19-11 等值梁法计算简图

（a）第 j 层锚杆水平分力；（b）立柱嵌入深度

三、锚杆挡墙的构造设计

（一）构造要求

锚杆挡墙的构造应符合以下要求：

（1）板肋式和排桩式锚杆挡墙中的肋柱和排桩的间距一般为2.0～6.0m，肋柱间距较小，排桩间距较大。它们的截面尺寸除应满足强度和刚度要求外，其宽度还应满足挡土板（挡土拱板）的支座、锚杆穿孔和锚固要求，一般肋柱宽度不小于300mm，肋高不小于300mm。钻孔灌注桩的直径不小于600mm，挖孔灌注桩的直径不小于800mm。

（2）肋柱和排桩截面一般采用对称配筋做法，但如果顶端设单锚的桩锚结构也可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋做法。

（3）锚杆布置上下排垂直间距不宜小于2.5m，水平间距不宜小于2.0m。锚杆锚固体上覆土层不宜小于4.0m，上覆岩层不宜小于2.0m。倾斜锚杆的倾角以15°～35°为宜，不宜大45°。对于直立边坡，第一锚点位置应设于坡顶下1.5～2.0m。

（4）桩和肋柱顶应设置钢筋混凝土连系梁，以保证支挡结构整体共同工作。当支护结构在施工期变形较大时，连系梁宜后浇或设置后浇段。

（5）现浇挡土板和拱板厚度不宜小于20cm，并应保证其满足支座长度构造要求。

（6）锚杆挡墙混凝土构件强度等级均不应小于C20，肋柱宜采用碎石混凝土，同时锚杆挡墙现浇混凝土构件温度伸缩缝的间距不宜大于20～35m。

（7）外锚头的防腐设计作重点考虑时，应有可靠的防腐构造处理，保证其永久防腐的可靠性。

（8）装配式肋柱，应考虑肋柱在搬动、吊装过程以及施工中锚杆可能出现受力不均等不利因素，在肋柱内外两侧不切断钢筋，应配置通长的受力钢筋。

（9）当肋柱的底端按自由端计算时，为防止底端出现负弯矩，在受压侧应适当配置纵向钢筋。

（10）考虑到现场立模和浇注混凝土的条件较差，为保证混凝土的施工质量，现浇挡土板的厚度不宜小于200cm。

（11）在岩壁上一次浇注混凝土板的长度不宜过大，以避免当混凝土收缩时岩石的约束作用产生拉应力，导致挡土板开裂，此时应采取减短浇筑长度等措施。

（12）挡土板上应设置泄水孔，当挡土板为预制时，泄水孔和吊装孔可合并设置。

（13）立柱基础应置于稳定的地层内，可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式。

（14）锚杆挡墙立柱宜对称配筋；当第一锚点以上悬臂部分内力较大或柱顶设单锚时，可根据立柱的内力包络图采用不对称配筋做法。

（15）格构梁截面尺寸应按强度、刚度和抗裂要求计算确定，且格构梁截面宽度和截面高度不宜小于300mm。

（16）锚杆挡墙立柱的顶部宜设置钢筋混凝土构造连梁。

（17）当锚杆挡墙的锚固区内有建（构）筑物基础传递较大荷载时，除应验算挡墙的整体稳定性外，还应适当加长锚杆，可采用长短相间的设置方法。

（二）材料要求

锚杆挡墙所用材料应符合以下要求：

（1）对于永久性锚杆挡墙肋柱、墙面板和格构梁采用的混凝土，其强度等级不应小于C30，临时性锚杆挡土墙混凝土强度等级不应小于C20；

（2）钢筋宜采用HRB400级和HRB335级钢筋；

（3）肋柱基础位于稳定的岩层内可采用独立基础、条形基础或桩基础等形式。肋柱的基础应采用C15混凝土或M7.5水泥砂浆砌片石；

（4）各分级挡墙之间的平台顶面宜用C15混凝土封闭，其厚度为15cm，并设2%横向排水坡度；

（5）锚具应由锚环、夹片和承压板组成，应具有补偿张拉和松弛的功能；

（6）预应力锚具和连接锚杆的部件，其承载能力不应低于锚杆体极限承载力的95%；

（7）预应力锚具、夹具和连接器应符合现行行业标准JGJ 85《预应力筋用锚具、夹具和连接器应用技术》的规定。

四、锚杆挡墙施工

稳定性一般的高边坡，当采用大爆破、大开挖、开挖后不及时支护或存在外倾结构面时，均有可能发生边坡局部失稳和局部岩体塌方，此时应采用自上而下，分层开挖和分层锚固的逆施工法。

（一）钻孔

锚杆钻孔应符合以下要求：

（1）钻孔直径、深度、倾斜度应满足设计及规范要求。

（2）钻孔位置应根据设计精确定位，间距不应大于2cm。

（二）锚杆

锚杆施工应符合以下要求：

（1）锚杆钢筋的直径、长度、顺直度应符合设计要求；

（2）锚杆应按设计安装对中器，保证锚杆位于钻孔中心；

（3）锚杆头嵌入肋柱的长度或锚杆头与面板的连接长度应符合设计要求。

（三）注浆

锚杆注浆施工应符合以下要求：

（1）注浆应严格按配合比进行，大面积注浆前应进行试注。

（2）注浆压力符合设计要求，注浆应饱满。有条件时，应采用锚杆注浆密实度检测仪检测注浆密实度。

（四）锚定板及墙体

锚定板及墙体施工应符合下列要求：

（1）当现浇肋柱时，锚杆头嵌入肋柱的长度应符合要求并与骨架钢筋按设计连接；当采用拼装面板或肋柱时，锚头与肋柱、面板的连接方式及长度应满足设计要求。

（2）肋柱平面位置应符合设计及规范要求，以保证预制挡土板的安装精度。

（3）墙体的平面位置、倾斜度、混凝土强度均应符合设计及规范要求。

（五）施工注意事项

锚杆挡墙施工应注意以下事项：

（1）排桩式锚杆挡墙和在施工期边坡可能失稳的板肋式锚杆挡墙，应采用逆作法进行施工。

（2）对施工期处于不利工况的锚杆挡墙，应按临时性支护结构进行验算。

（3）安装墙板时，应边安装墙板，边进行墙背回填及墙背排水系统施工。

第七节 锚喷支护结构设计

一、锚喷支护结构的分类及设计内容

锚喷支护结构中锚杆有系统加固锚杆与局部加强锚杆两种类型。对岩质边坡整体稳定，用系统锚杆支护后，对局部不稳定块体尚应采用锚杆加强支护。

系统加固锚杆用以维持边坡整体稳定，采用现行国家标准 GB 50330《建筑边坡工程技术规范》直线滑裂面的极限平衡法计算。局部加强锚杆用以维持不稳定块体的稳定，采用赤平投影法或块体平衡法计算。

二、锚喷支护结构设计计算

（一）整体稳定性计算

岩质边坡锚喷支护时，整体稳定性计算应满足以下要求：

（1）岩石侧压力分布 e_{hk} 可按式（19-38）计算。

（2）锚杆轴向拉力标准值可按式（19-47）计算：

$$H_{ak}=e_{hk}s_{xj}s_{yj}/\cos\alpha \qquad (19\text{-}47)$$

式中 s_{xj}——锚杆的水平间距，m；

s_{yj}——锚杆的竖向间距，m；

α——锚杆倾角，(°)；

H_{ak}——锚杆所受水平拉力标准值，kN。

（二）锚杆的设计计算

锚喷支护边坡时，锚杆的设计计算可参照本章第五节相关内容进行。岩石锚杆总长度应符合本章第五节的相关要求。

（三）锚杆承载力的计算

锚杆承载力可参照本章第五节相关内容计算。当加固不稳定岩石块体时，锚杆承载力应满足式（19-48）要求：

$$K_b(G_t-fG_n-cA)\leqslant\sum N_{akti}+f\sum N_{akni} \qquad (19\text{-}48)$$

式中 G_t——不稳定块体自重在平行于滑面方向的分力，kN；

G_n——不稳定块体自重在垂直于滑面方向的分力，kN；

N_{akti}——单根锚杆轴向拉力标准值在抗滑方向上的分值，kN；

N_{akni}——单根锚杆轴向拉力标准值在垂直于滑动面方向上的分值，kN；

K_b——锚杆钢筋抗拉安全系数；

f——滑动面上的摩擦系数；

c——滑移面的黏聚力，kPa；

A——滑动面面积，m^2。

三、锚喷支护结构的构造设计

对于提高岩石边坡整体稳定性的锚喷支护，一般在坡面上布设系统锚杆来提高整体稳定。锚杆最大间距与岩坡分类有关，岩坡分类等级越低，最大间距应当越小。对于系统锚杆未能加固局部不稳定区或不稳定块体，可采用随机布设的、数量较少的随机锚杆进行加固，以确保岩石边坡局部区域及不稳定块体的稳定性。

系统锚杆的设置宜符合下列规定：

（1）锚杆布置宜采用行列式排列或菱形排列。

（2）锚杆间距宜为 1.25～3.0m，且不应大于锚杆长度的一半；对Ⅰ类、Ⅱ类岩体边坡最大间距不应大于 3m，对Ⅲ类、Ⅳ类岩体边坡最大间距不应大于 2m。

（3）锚杆安设倾角宜为 10°～20°。

（4）应采用全黏结锚杆。

岩石锚喷支护用于永久性岩质边坡整体支护时，其面板应符合下列规定：

（1）Ⅰ类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 50mm，Ⅱ类岩质边坡喷射混凝土面板厚度不应小于 100mm，Ⅲ类、Ⅳ类岩体边坡钢筋网喷射混凝土面板厚度不应小于 150mm；

（2）钢筋直径宜为 6～12mm，钢筋间距宜为 100～250mm，宜采用双层配筋，钢筋保护层厚度不应小于 25mm；

（3）锚杆钢筋与面板的连接应有可靠的连接措施。

岩石边坡坡面防护宜符合下列规定：

（1）锚杆布置宜采用行列式排列，也可采用菱形排列；

（2）应采用全黏结锚杆，锚杆长度为3～6m，锚杆倾角宜为15°～25°，钢筋直径可采用16～22mm；钻孔直径为40～70mm；

（3）Ⅰ类、Ⅱ类岩质边坡可采用混凝土锚喷支护，Ⅲ类岩质边坡宜采用钢筋混凝土锚喷支护，Ⅳ类岩质边坡应采用钢筋混凝土锚喷支护；

（4）混凝土喷层厚度可采用50～80mm，Ⅰ类、Ⅱ类岩质边坡可取小值，Ⅲ、Ⅳ类岩质边坡宜取大值；

（5）可采用单层双向钢筋网，钢筋直径为6～10mm，间距150～200mm；

（6）喷射混凝土强度等级不应低于C20；喷射混凝土1d龄期的抗压强度设计值不应小于5MPa。喷射混凝土的物理力学参数可按表19-23采用。

表19-23　喷射混凝土物理力学参数

物理力学参数	喷射混凝强度等级		
	C20	C25	C30
轴心抗压强度设计值（MPa）	9.6	11.9	14.3
抗拉强度设计值（MPa）	1.10	1.27	1.43
弹性模量（MPa）	2.1×10^4	2.3×10^4	2.5×10^4
重度（kN/m^3）	22.0		

边坡岩面条件通常要比地下工程中的岩面条件差，因而喷射混凝土与岩面的黏结力略低于地下工程中喷射混凝土与岩面的黏结力。国家现行标准GB 50086《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》的规定，Ⅰ类、Ⅱ类围岩喷射混凝土土岩面黏结力不低于0.8MPa；Ⅲ类围岩不低于0.5MPa。但国家现行标准GB 50330《建筑边坡工程技术规范》规定，喷射混凝土与岩面的黏结力，对整体状和块状岩体不应低于0.7MPa，对碎裂状岩体不应低于0.4MPa。喷射混凝土与岩面黏结力试验应符合国家现行标准GB 50086《岩土锚固与喷射混凝土支护工程技术规范》的规定。面板宜沿边坡纵向每隔20～25m的长度分段设置竖向伸缩缝。坡体泄水孔及截水、排水沟等的设置应符合本规范的相关规定。

四、喷锚支护结构的施工

锚喷支护应尽量采用部分逆作法施工，这样既能确保工程开挖中的安全，又便于施工。但应注意，对未支护开挖段岩体的高度与宽度应依据岩体的破碎、风化程度作严格控制，以免施工中出现事故。国家现行标准GB 50330《建筑边坡工程技术规范》规定，Ⅲ类、Ⅳ类岩体边坡应采用逆作法施工，Ⅱ类岩体边坡可部分采用逆作法施工。

边坡坡面采用喷锚支护结构防护时，边坡坡面处理宜尽量平缓、顺直，且应锤击密实，凹处填筑应稳定。开挖完成后应清除坡面松散层及不稳定的块体。

第八节　加筋土挡墙结构设计

一、加筋土挡墙的分类及设计内容

加筋土挡墙按其断面外轮廓形式，一般分为路肩式、路堤式、台阶式和复合式。按结构断面分又有矩形、梯形、倒梯形和锯齿形。按加筋材料的固定方式分为条带式直立加筋土挡墙、包裹式加筋土挡墙、L形面板阶梯型挡墙。

加筋土挡墙一般由基础、面板、加筋材料、加筋体填料、帽石等主要部分组成。加筋体填料、墙后填料及地基承载能力对加筋土挡墙而言尤为关键。

1. 加筋体填料

加筋体填料的重度、内摩擦角、似摩擦系数等指标都应以实测值为准。小型电力工程可参考类似工程取值。

对填料的内摩擦角，计算时可采用等代内摩擦角。等代内摩擦角采用以下三种方法进行换算：

（1）经验法。根据填料的黏聚力大小将黏性土内摩擦角增大5°～10°；

（2）按抗剪强度相等原理计算等代内摩擦角；

（3）是按土压力相等原理计算等代内摩擦角。

2. 墙后填料及地基承载能力

墙后填料在工程设计中应予充分重视，其设计取值既关系到工程的安全，同时又与工程造价紧密相关。设计中对墙后回填料应明确施工标准，对填筑方式和排水设施都应充分注意。

二、加筋土挡墙的设计计算

加筋土挡墙和加筋土边坡设计计算一般包括以下内容：

（1）内部稳定计算。即加筋体材料抗拉强度计算和抗拔稳定计算。

（2）外部稳定计算。即加筋体倾覆稳定、滑移稳定、整体稳定、基底压力和地基承载能力验算等（包括加筋体中变截面处的倾覆稳定、滑移稳定和整体稳定验算）。

（3）构件强度和配筋计算。即面板强度计算、钢筋混凝土加筋带强度计算、桥台垫梁强度计算和基础梁强度计算等。

（4）其他计算。如墙脚水流对基础的冲刷与防护计算，特殊结构形式需要的计算，沉降变形计算等。

（一）加筋土挡墙内部稳定计算

1. 条带式直立加筋土挡墙

对高度小于 12m 的一般直立式加筋土挡墙，按局部平衡法计算。设结点的水平向间距为 s_x，竖向间距为 s_y，则加筋体中第 i 层 1 个结点加筋带的拉力 T_i（kN）可由式（19-49）～式（19-51）计算：

$$T_i = K_i W_i s_x s_y \tag{19-49}$$

K_i 可按规范计算，即

$$\left.\begin{aligned} K_i &= K_0(1-K_i/6)+K_a z_i/6 \quad z_i<6\text{m} \\ K_i &= K_a \quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad\quad z_i>6\text{m} \end{aligned}\right\} \tag{19-50}$$

$$\begin{aligned} K_0 &= 1-\sin\varphi \\ K_a &= \tan^2(45°-\varphi/2) \end{aligned} \tag{19-51}$$

式中 T_i——第 i 层 1 个结点加筋带的拉力，kN；
z_i——第 i 层加筋材料至墙顶的距离，m；
W_i——计算截面上的垂直压应力，kPa；
K_i——第 i 层加筋体内深度 z_i 处土压力系数；
K_0——静止土压力系数；
K_a——主动土压力系数；
φ——加筋体填料内摩擦角，(°)。

加筋体中第 i 层一个结点所需加筋带的根数计算见式（19-52）：

$$n_{ik} = \frac{T_i}{T_d} \tag{19-52}$$

式中 n_{ik}——由强度计算所得的第 i 层一个结点加筋带的根数；
T_d——加筋带的设计拉力，取单根加筋带在延伸率为 1.5%～2%的抗拉力，且不大于加筋带的极限抗拉强度的 1/4～1/5，kN。

第 i 层加筋带的锚固长度 L_{1i} 按式（19-53）计算：

$$L_{1i} = \frac{K_f T_i}{2 n_i b W_i f} \tag{19-53}$$

式中 n_i——1个结点加筋带根数的设计实际采用值，$n_i \geqslant n_{ik}$ 且不小于 2，一般取偶数；
K_f——抗拔安全系数，通常取 2.0，最小不宜小于 1.5；
f——筋带与填料间的似摩擦系数；
b——单根加筋带的宽度，m。

加筋带的下料长度 L_{xi} 按式（19-54）计算：

$$L_{xi}=2(L_{1i}+L_{2i})+L_s \tag{19-54}$$

当 $0<z_i \leqslant H_1$ 时， $L_{2i}=b_H$

当 $H_1<z_i \leqslant H$ 时， $L_{2i} = \dfrac{H-z_i}{\tan\beta}$

式中 L_{2i}——活动区加筋带长度，m；
L_s——加筋带的冗余长度，可根据回填料的不同取 0.3～05m；
b_H——简化破裂面的垂直部分与墙面板背面距离，m；
H——加筋体高度，m；
H_1——简化破裂面上部高度，m；
β——简化破裂面的倾斜部分与水平面夹角，(°)。

加筋带与面板在结点处采用钢筋拉环连接，拉环设计同吊环设计，拉力为 T_i。

2. 包裹式加筋土挡墙

包裹式加筋土挡墙加筋材料采用高强土工布或土工格栅，在纵向方向一般连续铺设，加筋材料拉力和抗拔稳定计算同前，包裹回折长度 L_0 按式（19-55）计算（图 19-12）：

$$L_{0i} = \frac{K_f T_i}{2\gamma z_i \tan\varphi_{sg}} \tag{19-55}$$

$$T_i=K_i W_i s_i$$

式中 L_{0i}——回折长度，m；
T_i——加筋材料拉力，kN/m；
K_i——侧压力系数，计算方法同式（19-50）；
W_i——计算截面上的垂直压应力，kPa；
s_i——第 i 层加筋材料的层间距，m；
γ——加筋体填料容重，kN/m^3；
φ_{sg}——加筋材料与填土的摩擦角，(°)，由试验测得。

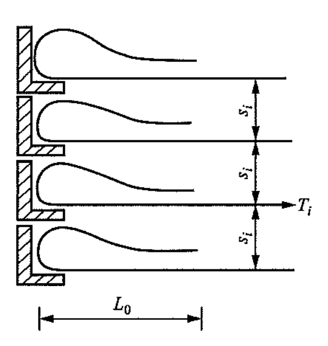


图 19-12 包裹式挡墙回拆长度计算

加筋带的下料长度 L_{xi} 按式（19-56）计算：

$$L_{xi} = L_{0i} + L_{1i} + L_{2i} + s_i \tag{19-56}$$

由于加筋材料在纵向连续铺设，为了达到经济的目的，可调整加筋材料的层间距 s_i，层间距 s_i 按式（19-57）计算：

$$s_i = \frac{T_d}{K_i W_i} \tag{19-57}$$

式中 T_d——加筋材料的设计拉伸强度，kN/m，取极限抗拉强度的 1/4～1/5。

3. L 形面板阶梯形挡墙

L 形面板阶梯形墙（图 19-13）稳定坡面（或破裂

面）的倾角为 β，破裂面以外为滑动体，每层滑动体的平均宽度为 αs+0.5ρs，每层滑动体的重量 W_a 按式（19-58）计算：

$$W_a=(\alpha+0.5\rho)\gamma s^2 \tag{19-58}$$

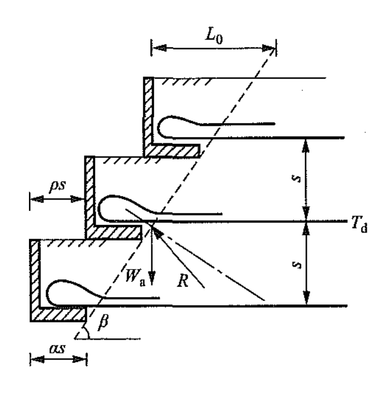


图 19-13 阶梯型墙 L 形面板的稳定

防止面板滑动所需要的加筋材料拉力 T_d 按式（19-59）计算：

$$T_d=W_a\tan(\beta-\varphi) \tag{19-59}$$

加筋材料与面板由拉环锚固时，按式（19-60）和式（19-61）确定筋带数量。加筋材料在 L 板处采用回折包裹时，加筋材料与面板的摩擦力 F_b 按式（19-60）计算：

$$F_b\approx 2\alpha\gamma s^2\tan\varphi_b \tag{19-60}$$

回折加筋材料的摩擦力 F_0 按式（19-61）、式（19-62）计算：

$$F_0=2\gamma sL_0\tan\varphi_{sg} \tag{19-61}$$

$$K_fT_d=F_b+F_0 \tag{19-62}$$

式中 W_a——每层滑动体的重量，kN/m；

s——加筋材料层间距，m；

α——L 面板底宽系数，$\alpha=B/s$；

ρ——梯形墙坡度比；

β——破裂面倾角，(°)；

φ_b——加筋材料与面板的摩擦角，(°)。

由式（19-66）、式（19-57）确定回折长度 L_0。

4. 其他

对墙高大于 12m 的挡墙，在基本可变荷载的一种或几种与永久荷载的一种或几种组合时，应采用总体平衡法验算，也可直接采用经验法计算。

对外墙面陡于稳定面的阶梯形挡墙，也可采用总体平衡法计算加筋体的内部稳定。

（二）加筋土挡墙外部稳定验算

根据加筋体的填料和墙背后的填料及施工要求，参照有关规定或经验确定墙背的外摩擦角，按规定确定各种工况，分别计算作用在墙背上的荷载（主要为土压力）。

加筋体沿基底及各界面处的滑移稳定按式（19-63）进行验算。

$$S_d\leqslant R_d \tag{19-63}$$

式中 S_d——加筋体所承受的滑移力，kN；

R_d——加筋体的抗滑力，kN。

加筋体的倾覆稳定（沿加筋体前趾处）按式（19-64）进行验算。

$$S_{md}\leqslant R_{md} \tag{19-64}$$

式中 S_{md}——加筋体倾覆力系下对墙趾的总力矩，kN/m；

R_{md}——加筋体稳定力系下对墙趾的总力矩，kN/m。

加筋体基底应力按式（19-65）进行验算。

$$\left.\begin{aligned}\sigma_{max}&=\frac{N}{L}+\frac{6M}{L^2}\leqslant K[\sigma]\\ \sigma_{min}&=\frac{N}{L}-\frac{6M}{L^2}\geqslant 0\end{aligned}\right\} \tag{19-65}$$

式中 M——作用在基底中心的弯矩，kN·m；

N——作用在基底的垂直合力，kN；

K——地基土容许承载力提高系数；

σ_{min}——基底最小应力，kPa；

σ_{max}——基底最大应力，kPa；

$[\sigma]$——地基土容许承载力，kPa；

L——加筋长度，m。

根据规范规定，加筋体后踵处的基底应力 $\sigma_{min}\geqslant 0$，当要满足 $\sigma_{min}=0$ 时，相应的加筋体宽度，即底层加筋长度为最小。底层加筋长度最小值按式（19-66）计算。

$$L_{min}=HK_a \tag{19-66}$$

墙体前趾处不超过地基容许承载能力[R]，其加筋长度 L 按式（19-67）计算。

$$L\geqslant\sqrt{\frac{K_a\gamma_1H}{[R]-\gamma_1H}} \tag{19-67}$$

式中 K_a——墙后填土的主动土压力系数；

H——计算墙背的填土高度（含等代土层高度），m；

γ_1——墙后填土重度，kN/m³；

$[R]$——地基容许承载力，kPa。

由于加筋体属柔性结构，按上述方法计算的墙前趾处的最大基底应力可进行适当折减。计算时一般不考虑圆弧穿过加筋层的情况。对于锯齿型断面，滑弧面穿过加筋体的下部加筋层时，应考虑采用复合滑动面进行稳定验算（图 19-14），此时稳定验算见式（19-68）。

$$K_S=\frac{R_{AD}+R_{DE}+R_T}{F_{AD}} \tag{19-68}$$

$$R_T=\sum_{i=1}^{n_k}\min(T_{fi},\ T_d)$$

式中 K_S——加筋土挡墙的稳定性系数；
R_{AD}、R_{DE}——圆弧段 AD、直线段 DE 的阻滑力；
F_{AD}——圆弧段 AD 的下滑力；
R_T——BD 段拉筋产生的阻滑力；
T_{fi}——BD 段第 i 层加筋体对应该滑面的抗拔力；
T_d——BD 段第 i 层加筋体的容许拉力；
n_k——BD 段加筋带总层数。

（三）其他设计计算

面板承受填土压力，填土压力通过结点加筋材料向后传递。面板结点为面板的支承点，对有四个结点的面板，可按均布荷载四点支承板计算，或者简化为带悬臂的简支梁（板）计算，荷载强度为结点处的土压力强度。后者的计算比较简便，一般能满足工程要求。

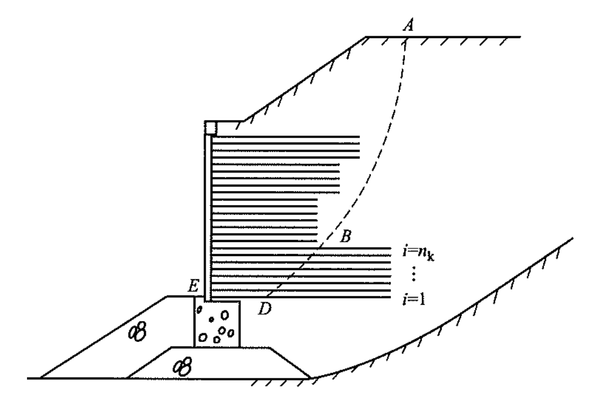


图 19-14 复合滑动面计算

墙高较小时，可设计一种面板，取墙最高处的底层面板为代表进行计算。墙高较大时，可按高度设计1～3种面板，分别用于所代表的墙高范围。面板强度计算一般只计算抗弯强度和抗剪强度即可。

三、加筋土挡墙的构造设计

（一）墙面板

墙面板的主要作用是防止拉筋间填土从侧向挤出，并保证拉筋、填料、墙面板构成一个具有一定形状的整体。墙面板应具有足够的强度，保证拉筋端部土体的稳定。

目前工程中采用的墙面板有金属面板、混凝土面板和钢筋混凝土面板。

（二）拉筋

拉筋从材质上可以分为金属、钢筋混凝土、CAT钢塑复合材料、竹片、聚丙烯土工带、土工格栅等。其形状、结构、材质应最大限度地满足如下基本特性：

（1）拉筋是土体中的增强材料，主要承受拉力，要求具有较高的抗拉强度，以保证边坡及邻近建（构）筑物的安全；

（2）拉筋是埋在土中的加强材料，由于填土的不均匀性和沉降，要求拉筋具有较好的柔性、韧性，以适应变形能力；

（3）拉筋是与填土共同产生摩擦作用、抵抗侧压力而使挡墙墙体稳定的材料，要求拉筋与填土之间具有较大的摩擦系数；

（4）拉筋在填土中受拉后，所产生的变形直接影响着墙面的平整与美观，要求拉筋在拉力的作用下，只容许产生一定的变形量；

（5）要求拉筋有良好的抗疲劳性能，具有抗老化、耐腐蚀及化学稳定性好的特征，以保证边坡及邻近建（构）筑物的使用寿命，满足工程使用年限方面的要求；

（6）拉筋与面板的连接必须牢固可靠；

（7）要求拉筋的断面形状简单，便于加工制作，适合工厂化成批生产；

（8）经济上合理。

（三）拉筋与墙面板的连接

墙面板与拉筋之间应有坚固可靠的连接，还应有与拉筋相同的耐腐蚀性能。

（1）钢筋混凝土拉筋与墙面板之间，串联式钢筋混凝土拉筋节与节之间的连接，一般应采用焊接方式。

（2）金属薄板拉筋与墙面板之间的连接一般采用在圆孔内插入螺栓连接。

（3）对于聚丙烯拉筋与墙面板的连接，可用拉环，也可以直接穿在墙面板的预留孔中（如槽形板）。

（4）对于埋入土中的接头拉环，都以浸透沥青的玻璃丝布绕裹两层防护。

（四）填料

填料为加筋土挡墙的主体材料，应易于填筑和压实，与拉筋之间有可靠的摩阻力，不应对拉筋有腐蚀性。

通常填料应选择有一定颗粒级配、渗水的砂类土、砾石类土（如卵石土、碎石土、砾石土），随铺设拉筋，逐层压实。条件困难时，也可采用黏性土或其他土作填料，但必须有相应的工程措施，如防水、压实等，保证边坡及邻近建（构）筑物的安全。

（五）墙面板下基础

墙面板下基础采用混凝土灌注或用浆砌片石砌筑。形状一般为矩形，高为0.25～0.4m，宽0.3～0.5m。顶面可作一凹槽，以利于安装底层面板。

（1）对于土质地基，基础埋深不应小于0.5m，还应考虑地基土的冻结深度、冲刷深度等。

（2）对于软弱地基，除作必要处理外，尚应考虑加大基础尺寸。

（3）土质斜坡地区，基础不能外露，其趾部到倾斜地面的水平距离应满足要求。

（六）沉降缝与伸缩缝

由于加筋土挡墙地基的沉陷和面板的收缩、膨胀引起的墙体变形、基础下沉、墙面板开裂，不但破坏其外观，同时也影响挡墙及边坡使用年限。在地基情况变化处及墙高变化处，通常每隔10～20m

设置一道沉降缝。伸缩缝和沉降缝可统一考虑，墙面板在设缝处应设通缝，缝宽2～3cm，缝内宜用沥青麻布或沥青木板填塞，缝的两端设置对称的半块墙面板。

（七）帽石与栏杆

加筋土挡墙顶面，一般设置混凝土或钢筋混凝土帽石。帽石应突出墙面3～5cm，其作用是约束墙面板，同时，也是为保证人身安全设置栏杆所需。栏杆高为1.0～1.5m，栏杆柱埋于帽石中，以保证栏杆的坚固稳定。

四、加筋土挡墙施工

（一）加筋土挡墙施工主要内容

加筋土挡墙施工一般应包括基槽开挖、地基处理及基础施工，墙面板预制和墙面板安砌，加筋材料铺设，填料采集、摊铺及压实，倒滤排水设施、帽石（胸墙）浇筑、基础护脚和附属设施的施工等。

每一个施工环节都应按设计要求进行，并及时做好工程质量检查和隐蔽工程的验收工作等。

（二）准备工作

加筋土挡墙施工前应做好以下各项准备工作：

（1）熟悉施工图设计文件，做好现场材料，特别是填料的核查工作。

（2）根据现场情况、设计文件和工期要求，编制施工组织设计。其内容一般包括施工方法，主要工程数量，开工、完工日期，劳动力、机械设备（重点是压实机械设备）和运输车辆的调配计划，主要材料数量和进度计划，关键技术问题，质量保证体系，安全施工措施，临时工程和现场布置等。

（3）设置施工基线和施工水准点，进行中线测量、水平测量，复测横断面。堤防、码头和护岸工程的水下基槽开挖及基础填筑的测量定位。

（4）临时道路、临时设施、预制场和工地仓库的修建，施工用水、电和通信线路的敷设等。

（5）材料准备，加筋材料、钢筋、水泥、砂、石、防腐材料、反滤材料等的采购。材料有关性能指标必须达到设计要求和符合国家标准或行业规范的要求。

（6）准备好各类施工机具。

（7）工地现场应配备管理人员、专业技术人员、技术工人和普通工人等。

（三）挡墙基础施工

加筋土挡墙的基槽开挖，开挖前应进行详细测量定位并标出开挖线，基槽底应按设计图纸开挖到设计标高，槽底平面尺寸一般大于基础外缘300mm。当为岩石基槽时，基础嵌入中等风化基岩深度不宜小于0.6m。当纵向高度变化较大时，基槽底沿纵向可成阶梯状开挖，但每一台阶长度不宜小于3.0m，且应与墙面板的长度模数相一致。基槽底和加筋体下的基础在横向倒坡为3%～5%。

第九节 排水及坡面防护设计

一、排水设计

（一）排水设计基本原则

排水设计应符合以下基本原则：

（1）边坡工程排水应包括排除坡面水、地下水和减少坡面水下渗等措施。坡面排水、地下排水与减少坡面雨水下渗措施宜统一考虑，并形成相辅相成的排水、防渗体系。

（2）坡面排水应根据汇水面积、降雨强度、降雨历时和径流方向等进行整体规划和布置。边坡影响区内、外的坡面和地表排水系统宜分开布置，自成体系。

（3）坡面排水设施的布设应充分利用现有地形和天然水系，形成完善的排水系统，并做好排水进出口位置的选择和处理，使水流顺畅，不出现堵塞、溢流、渗漏、淤积、冲刷、冻结等。

（4）地下排水措施宜根据边坡水文地质和工程地质条件选择，当在地下水位以上时应采取措施防止渗漏。

（5）边坡排水应满足使用功能要求、排水体结构安全可靠，便于施工、检查和维修养护。

（二）坡面排水

1. 坡面排水原则

坡面排水设计应符合以下基本原则：

（1）边坡体外的地表水，应予以截流引离。边坡体上的地表水要注意防渗，并尽快汇集引离。

（2）在进行坡面排水工程设计时，应详细进行现场踏勘，充分收集设计资料，因地制宜，合理布置排水系统，选择合适的断面及结构形式，达到既有效排除地表水，又降低工程造价。

（3）坡面排水设施通常包括截水沟、排水沟、跌水与急流槽等。其设置位置、数量和断面尺寸应根据地形条件、降雨强度、降雨历时、分区汇水面积、坡面径流量和坡体内渗出的水量等因素计算分析确定。

2. 坡面排水要求

坡面排水设计施工图设计阶段计算可参考现行国家标准GB 50014《室外排水设计规范》有关规定进行，通常应满足以下要求：

（1）设计降雨重现期应根据边坡类型及其受水影响程度、边坡区域处电力工程建（构）筑物等级和排水设施等因素综合分析确定。

（2）各类坡面排水沟顶应高出沟内设计水面200mm以上，底宽和顶宽不宜小于500mm，可采用梯形断面或矩形断面，其沟底纵坡不宜小于0.3%。

（3）坡顶截水沟、排水沟宜结合地形进行布设，

且距挖方边坡坡口或潜在滑塌区后缘不应小于5m。填方边坡上侧的截水沟距填方坡脚的距离不宜小于2m，在多雨地区可设一道或多道截水沟。

（4）坡面截水沟、排水沟需进行防渗处理，砌筑砂浆强度等级不应低于M7.5，块石、片石强度等级不应低于MU30，现浇混凝土或预制混凝土强度等级不应低于C20。

（5）当坡面截水沟、排水沟出水口处的坡面坡度大于10%、水头高差大于1.0m时，可设置跌水和急流槽将水流引出坡体或引入排水系统。

坡面排水系统施工应满足以下要求：

（1）截水沟、排水沟采用浆砌块石、片石时，砂浆应饱满，沟底表面粗糙；

（2）截水沟、排水沟的线形要平顺，转弯处宜为弧线形。

（三）地下排水

为了良好地排除边坡体内的地下水，根据边坡体内地下水的情况，通常各种排水设施应综合运用。地下水排水体系的设计，一方面要合理进行各种地下水排水设施的布置，另一方面要根据各种地下水排水设施的特点进行构造设计，满足排水量的要求。边坡地下排水设施通常包括渗流沟、仰斜式排水孔等。地下排水设施的类型、位置及尺寸应根据工程地质和水文地质条件确定，并与坡面排水设施相协调。

1. 渗流沟

边坡渗流沟的作用是用以引排边坡上局部出露的泉水或上层滞水，疏干潮湿的边坡，并支撑边坡，减轻坡面冲刷。渗流沟设计应满足以下要求：

（1）对于地下水埋藏浅或无固定含水层的土质边坡宜采用渗流沟排出坡体内的地下水。

（2）边坡渗流沟应垂直嵌入边坡坡体，其基底宜设置在含水层以下较坚实的土层上。寒冷地区的渗流沟出口，应采取防冻措施。渗流沟平面形状宜采用条形布置。对范围较大的潮湿坡体，可采用增设支沟，按分岔形布置或拱形布置。

（3）渗流沟侧壁及顶部应设置反滤层，底部应设置封闭层，迎水侧可采用砂砾石、无砂混凝土、渗水土工织物作反滤层。

渗流沟施工应满足以下要求：

（1）边坡上的渗流沟宜从下而上分段间隔开挖，开挖作业面应根据设计图纸选用合理的支撑形式，并应随挖随支、及时回填，不可暴露太久。

（2）渗流沟渗水材料顶面不应低于坡面原地下水位。在冰冻地区，渗流沟埋置深度不应小于当地最小冻结深度。

（3）在渗流沟的迎水面反滤层应采用颗粒大小均匀的碎石或砾石分层填筑。土工反滤层采用缝合法施工时，土工布的搭接宽度应大于100mm，铺设时应紧贴保护层，不宜拉得过紧。

（4）渗流沟底部的封闭层宜采用浆砌片石或干砌片石水泥砂浆勾缝。寒冷地区应设保温层，并加大出水口附近纵坡，保温层可采用炉渣、砂砾或草皮等。

2. 排水孔

排水孔是采用小直径的排水管在坡体内排除深层地下水的一种有效方法，它可以快速疏干地下水，提高边坡岩（土）体抗剪强度，防止边坡失稳，并减少对岩（土）体的开挖，加快施工进度和降低造价。排（泄）水孔设计应满足以下要求：

（1）用于引排边坡内地下水的仰斜式排水孔的仰角不宜小于6°，长度应伸至地下水富集部位或潜在滑动面，并宜根据边坡渗水情况成群分布。

（2）仰斜排（泄）水孔排出的水宜引入排水沟予以排除，其最下一排的出水口应高于地面或排水沟设计水位顶面，且不应小于200mm。

（3）仰斜式泄水孔其边长或直径不宜小于100mm、外倾坡度不宜小于5%、间距宜为2～3m，并宜按梅花形布置。在地下水较多或有大股水流处，应加密布置。

（4）在排（泄）水孔进水侧应设置反滤层或反滤包，反滤层厚度不应小于500mm，反滤包尺寸不应小于500mm×500mm×500mm，反滤层和反滤包的顶部应设厚度不小于300mm的黏土隔水层。

排（泄）水孔施工应满足以下要求：

（1）仰斜排（泄）水孔成孔直径宜为75～150mm，孔深应延伸至坡体内富水区。

（2）仰斜排（泄）管直径宜为50～100mm，渗水孔宜采用梅花形排列，渗水段裹1～2层无纺土工布，防止渗水孔堵塞。

（3）边坡防护工程上的泄水孔可采用预埋PVC管等方式施工。

二、坡面防护设计

（一）坡面防护设计基本原则

坡面防护设计应符合以下基本原则：

（1）边坡整体是稳定的，但其坡面岩土体易风化、剥落或有浅层崩塌、滑落及掉块等时，应进行坡面防护。

（2）边坡坡面防护应在边坡稳定的基础上设计。对于欠稳定的或存在不良地质因素的边坡，应先进行边坡治理，确保边坡稳定后再进行坡面防护。

（3）边坡坡面防护应根据区域气候、水文、地形、地质条件、材料来源及使用条件，采用工程防护和植物防护相结合的综合措施，并经综合技术经济比较后确定。

（二）工程防护

工程防护形式主要有喷护、锚杆挂网喷浆、浆砌片石护坡、格构梁、拱形梁、人字梁和护面墙等形式。常用形式如下：

（1）砌体护坡适用于坡度缓于 1:1 的易风化的岩石和土质挖方边坡。在使用中应注意与边坡渗水沟或仰斜排（泄）水孔等配合使用，防止边坡产生变形破坏。当砌体护坡高度较大时，应设置防滑耳墙，保证护坡砌体稳定。

（2）护面墙防护适用于防护易风化或风化严重的软质岩石或较破碎岩石挖方边坡，以及坡面易受侵蚀的土质边坡。护面墙高度一般不超过 10m，可分级，中间设平台，墙背可结合坡面坡度设置耳墙，墙身应预留排水孔。

（3）喷护适用于边坡坡度不大于 60°、中等风化的易风化岩质边坡。喷护砂浆层厚度不宜小于 50mm，砂浆强度等级不应低于 M20。喷护坡面应设置泄水孔和伸缩缝，泄水孔纵向、横向间距宜为 2.5m，伸缩缝间距宜为 10～15m。

（三）植物防护

植物防护是岩土工程生态环境保护的重要部分，它要求在开挖或填筑的岩土边坡坡面上恢复植被，达到保护坡面、防治水土流失和绿化环境的目的。

（1）对于坡体表面局部失稳、易溜坍、易冲刷的边坡，一般都采用三维土工网垫、土工格栅、土工网、土工格室和浆砌片石形成框格的工程措施和植被防护相结合。

（2）对于深层失稳、容易产生滑坡的边坡，则采用钢筋混凝土形成框架，用锚杆或锚索加固边坡的工程措施与植被护坡相结合。

（3）植物防护宜选用易成活、生长快、根系发达、叶茎矮或有匍匐茎的多年生当地草种或能迅速生长且根深枝密的低矮灌木。

第十节　边坡工程监测

一、边坡工程监测原则

边坡工程监测的基本原则如下：

（1）边坡滑塌区有重要建（构）筑物的一级边坡工程施工时必须对坡顶水平位移、垂直位移、地表裂缝和坡顶建（构）筑物变形进行监测。

（2）边坡工程应由设计提出监测项目和要求，由业主委托有资质的监测单位编制监测方案，经设计、监理和业主等共同认可后实施。

（3）边坡工程监测包括施工安全监测、处治效果监测和动态长期监测，一般以施工安全监测和处治效果监测为主。

（4）边坡工程监测工作可根据设计要求、边坡稳定性、周边环境和施工进程等因素进行动态调整。

（5）边坡监测方法的确定、仪器的选择既要考虑到能反映边坡坡体的变形动态，同时必须考虑到仪器围护方便和节省投资。

（6）以施工安全为目标的监测原则上采用 24h 自动实时观测方式进行，若边坡稳定性好，工程扰动小，可采用 8～24h 观测一次的方式进行；以检验治理效果为目标的监测间隔 7～10 天观测一次，若遇暴雨，可加密观测间隔，监测时间长度一般要求不少于一年；边坡工程长期监测间隔 10～15 天观测一次。

（7）监测点的布置及数量应满足边坡监测的需要，水准点、置镜点、照准点及其两端的监测点，均应设置在边坡体的稳定地段上，监测站桩点的埋设应考虑监测线的通视要求。

（8）每次的监测资料，应随时整理，当发现异常现象时，应及时分析处理。

二、边坡工程监测项目

边坡工程监测项目的确定可根据其地质环境、安全等级、边坡类型、支护结构类型和变形控制等条件，经综合分析后确定。边坡工程施工安全监测是在施工期对边坡的位移、应力、地下水等进行监测，以了解由于工程扰动等因素对边坡坡体的影响，及时地指导工程实施、调整工程部署、安排施工进度等。边坡工程施工安全监测通常包括地面变形监测、地表裂缝监测、滑动深部位移监测、地下水位监测、孔隙水压力监测、地应力监测等项目。边坡工程质量效果监测是检验边坡处治设计和施工效果、判断边坡处治后的稳定性的重要手段，其监测项目通常包括地面变形监测、锚杆（索）内力、支挡结构物变形及应力、排水系统过水能力等。边坡长期监测在于了解边坡稳定性变化特征，监测项目主要包括滑带深部位移监测、地下水位监测和地面变形监测。当无经验时，可参考表 19-24 选择监测项目。

表 19-24　边坡工程监测项目表

监测项目	监测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
坡顶水平位移和垂直位移	支护结构顶部或预估支护结构变形最大处	应测	应测	应测
地表裂缝	墙顶背后 1.0H（岩质）～1.5H（土质）范围内	应测	应测	应测
降雨、洪水与时间关系	—	应测	应测	应测
锚杆（索）拉力	外锚头或锚杆主筋	应测	选测	可不测

续表

监测项目	监测点布置位置	边坡工程安全等级		
		一级	二级	三级
支护结构变形	主要受力构件	应测	选测	可不测
支护结构应力	应力最大处	应测	选测	可不测
地下水、渗水与降雨关系	出水点	应测	选测	可不测

注 1. 在边坡塌滑区内有重要建（构）筑物，破坏后果严重时，应加强对支护结构的应力监测；
2. H为边坡高度（m）。

三、边坡工程的监测方法

（一）变形监测方法

边坡工程变形监测主要包括地表变形监测、地表裂缝位错位移监测、地面倾斜监测、裂缝多点位移监测、边坡深部位移监测等内容。

地表变形监测主要通过在稳定地段设置基准点，在被测量地段设置若干监测点，用仪器定期监测测点和基准点的位移变化，通常应用的仪器有两类：一类是不能实时监测地表位移变化的测量仪器，如经纬仪、水准仪、全站仪、红外仪及GPS等；另一类是专门用于坡体变形监测的仪器，可实现实时监测，如地表位移伸长计、钢带和标桩、裂缝计、全自动无线边坡监测系统等。边坡地表变形监测点通常根据边坡坡体特征、周边地形地貌等分别采用十字交叉网法、放射状网法及任意观测法布置。边坡表面裂缝的监测包括裂缝拉开速度和两端扩展情况，裂缝位错监测采用伸缩仪、位错计或千分卡直接测量。边坡深部位移监测可以了解边坡深部，特别是滑带的位移情况，目前国内使用较多的主要为钻孔引伸仪和钻孔倾斜仪两类。

（二）边坡应力监测

在边坡工程监测中的应力监测包括坡体内部应力监测、支挡结构物应力监测、锚杆（索）应力监测。坡体内部应力及支挡结构物应力监测通常通过压力盒测量滑带承重阻滑受力和支挡受力，以便了解坡体传递给支挡结构物的压力及支挡结构物的可靠性。锚杆（索）应力监测可间接反映坡体内部荷载变化的情况，主要通过测量锚杆进行。

（三）地下水监测

边坡地下水监测主要包括地下水位、地下水孔隙水压力、扬压力、动水压力、地下水水质等项目的监测工作。地下水位通常还是采用简易水位计或万用表进行人工观测；孔隙水压力则主要采用孔隙水压力仪测量。孔隙水压力监测点的布置通常是将多个仪器分别埋于不同观测点的不同深度处，形成一个观测剖面以观测孔隙水压力的空间分布。

第二十章

岩 溶 工 程

在岩溶发育地区进行工程建设，由于岩溶发育往往使地面上石芽、溶沟丛生，参差不平整；地下溶洞又破坏了岩体的完整性，岩溶水动力条件的变化，又会使其上部覆盖土层产生沉陷，这些都不同程度地影响工程的稳定性。因工程类型不同所产生的工程地质问题也不同。

电力工程中经常遇到的岩溶工程地质问题主要是地基塌陷、不均匀下沉、洞室围岩失稳及涌水。

第一节　岩溶地基基础方案设计原则

岩溶地基是以可溶类岩石或红黏土为地基持力层。可溶类岩石一般不易风化，强度较高，但岩土中存在溶洞、土洞及塌陷等岩溶现象，洞穴顶部岩土体在受到工程建筑基础荷载传来的附加应力作用下会发生变形，甚至顶部破裂塌陷引起地基沉降导致地基失稳。

若溶洞中存在岩溶水，岩溶水的动态变化给施工和结构物正常使用造成不良影响，进而影响工程建筑的稳定与安全。

一、建（构）筑物布置原则

在岩溶区电力工程建设项目中，总平面布置应考虑以下几点原则：

（1）电力工程建设项目建（构）筑物总平面布置上，火力发电厂主厂房、烟囱、冷却塔等主要建（构）筑物，特高压架空输电线路重要跨越塔位，变电站（换流站）主控楼等主体和重要建（构）筑物，应避开溶洞（或土洞）强烈发育地段，并尽量选择在非可溶岩分布或岩溶相对不发育的地段。

（2）当地形条件受限或由于建筑总平面布置，必须在稳定条件较差地段布置建（构）筑物时，宜让建（构）筑物长轴方向与岩溶发育带方向垂直或斜交，以减少工程处理工作面和范围。

（3）建筑场地竖向设计标高的确定，尽量使建筑场地或基础埋深标高与某一水平岩溶带保持一定距离，或使其在整平和基础开挖时被揭露，以便于进行处理。

（4）建（构）筑物布置应避开岩溶水位高且流动的地段，避免基础和地下构筑物堵塞岩溶水的正常流动，尤其在狭长沟谷近似封闭的地带，应充分考虑地下水位季节性动态变化的影响。

（5）当建筑场地存在下列情况之一的地段，或经工程地质评价属于不稳定的岩溶地基地段，未经处理不应作建（构）筑物地基：

1）浅层溶洞成群分布、洞径大、范围广且不稳定的地段；

2）埋藏浅的漏斗、溶槽等，并有软弱黏性土体覆盖的地段；

3）存在土洞或塌陷成群的地段；

4）岩溶水通道被堵塞或涌水，有可能造成场地暂时性淹没的地段。

二、建（构）筑物基础选型原则

岩溶区电力工程建（构）筑物基础选型应根据场地岩溶发育条件和发育程度，遵循以下原则：

（1）在岩溶发育区，洞体稳定，上部覆盖土层较厚且工程性质良好时，可利用上覆土层作为建（构）筑物天然地基。当天然地基不能满足要求时，宜采用复合地基或桩基础。当采用桩基础处理困难或不经济时，可考虑采用刚度较大的箱形基础或筏基础。

（2）岩溶地区应根据地基分类进行基础设计，可采用无筋扩展基础、扩展基础、柱下条形基础、岩石锚杆基础、筏形基础、箱形基础、桩基础等。

（3）当天然地基不能满足要求时，岩溶区的基础形式宜选用刚性桩复合地基浅基础；采用桩基础时，可选择长短桩复合桩基础、后注浆桩基础等。同一建筑体桩筏基础中布桩设计，桩的长短不宜相差过大。

（4）在溶沟、溶槽、石芽或溶（土）洞强烈发育地段，不能满足独立基础或条形基础的地基条件，但存在较大面积可靠支点分布的场地，可采用筏基、箱基或桩筏、桩箱基础，为增强筏板刚度与强度，可辅

以暗梁。

三、岩溶区桩基础设计原则

（1）岩溶区桩型宜选择大直径的嵌岩桩，一般情况下不宜采用打入式端承桩，当必须采用嵌岩桩时，应对岩溶进行施工勘察。

（2）岩溶区的桩基础成桩工艺宜采用人工挖孔、钻进或冲击成孔为主。地下水位以上或孔内涌水可以抽排且孔壁稳定，预计桩长不超过 15m，可用人工挖孔成桩，桩底应经严格鉴定；当孔内涌水量较大，抽排可能引起地面塌陷，对周边环境及相邻建（构）筑物具有不良影响，或孔壁为淤泥类软土无法护壁时，宜用钻孔、冲击成孔。

（3）桩基础设计应符合下列要求：

1）桩（墩）以下 3d（d 为桩或墩直径）及 5m 深度范围内，无倾斜或水平状岩溶洞隙分布，岩体完整，浅层洞隙可按冲剪条件验算顶板稳定；如果桩侧摩阻力所占比例超过 50%时，顶板厚度可适当减小，但应不小于 2.5d 或 4m。

2）确保桩（墩）应力扩散范围内无临空面，或倾向临空面的不利角度裂隙面可按滑移条件验算稳定性。

3）应清除桩（墩）底面不稳定石芽及其间的充填物。对电力工程甲、乙级建（构）筑物，采用一柱一桩时，大直径嵌岩桩桩端全断面嵌入岩石的深度不宜小于 1.0d（d 为桩径）且不宜少于 1.0m，其余建（构）筑物桩端全断面嵌入完整或较完整岩石的深度不宜小于 0.4d（d 为桩径）且不宜少于 0.5m。对于倾斜度大于 30%中等风化岩，嵌岩深度还应适当加大。对于丙级建（构）筑物，桩端全断面嵌入平整完整较硬岩的深度不小于 0.2d（d 为桩径）且不小于 0.2m。

4）位于溶洞顶（隔）板岩体之间的基桩应进行桩身压屈稳定性验算。

（4）当岩溶上覆土层工程性质良好且稳定性有保证，即有一定厚度且无土洞存在，或可溶岩面上有砂岩、泥岩等非可溶岩层分布，而且桩端持力层承载力与厚度满足要求时，可利用上覆土层或非可溶性岩层作为桩端持力层。

（5）若溶洞顶板很薄，洞底很深，洞内填充土较为密实，具有足够的强度，桩端置于洞内土层时，可考虑土层摩阻力，按摩擦桩设计，但在顶部岩层与桩之间采取隔离措施，不考虑桩身与岩溶间的摩阻力。

（6）在一些竖向发育深度很大的溶洞或溶槽处布置端承桩，若设计桩径大于溶槽宽度或溶洞直径，则桩身侧壁是嵌入溶洞或溶槽侧壁岩体中，可采用悬挂式嵌岩桩（即空底桩）模式进行设计计算，只要桩侧阻力满足荷载要求，勿需桩底嵌入溶槽或溶洞底部的稳定岩体内。

四、岩溶地基处理原则

电力工程岩溶地基处理强调勘察、设计与施工应密切配合，先避让后处理，坚持地基处理与基础和上部结构措施相结合，因地制宜、多措并举的综合处理原则。

（一）可不考虑处理的情况

存在岩溶洞隙的岩石地基，对地基基础设计等级为丙级的电力工程建（构）筑物，符合下列条件之一，可不考虑对岩溶洞隙的处理：

（1）基础底面以下土层工程性质良好，且基础底面以下的土层厚度大于独立基础底宽的 3 倍，或大于条形基础底宽的 6 倍，在使用期间不具备形成新的土洞和其他地面变形的条件。

（2）当基础底面与溶洞顶板之间的土层厚度不满足上述规定时，但地质条件符合下列情况之一时，也可不考虑对洞隙的处理：

1）溶洞（洞隙或岩溶漏斗）被密实的堆积物填满，堆积物承载力超过 150kPa，且无被水冲蚀的可能性。

2）洞体较小，建（构）筑物基础尺寸大于洞的平面尺寸，并有足够的支承长度。

3）微风化的硬质岩石中，洞体围岩基本质量等级为Ⅰ级或Ⅱ级，一般洞体顶板厚度大于 3m，或顶板厚度大于 1m 而小于 3m，但顶板厚度接近或大于洞跨。

（3）建（构）筑物基础位于微风化硬质岩石表面时，基底侧的竖向溶蚀裂隙和落水洞水平宽度或直径小于 1.0m，但当岩体中存在倾斜软弱结构面时，应按规定进行地基稳定性验算。

（二）需考虑处理的情况

下列情况需要考虑岩溶处理：

（1）建（构）筑物位于土质地基和土岩组合地基，设计应考虑地基的不均匀性可能引起过大的差异沉降、可溶岩石芽的稳定及溶（土）洞存在对地基稳定性影响；大块孤石或石芽出露的地基宜按土岩组合地基设置褥垫层处理。

（2）对不稳定的岩溶洞隙处理，可根据其位置、大小、形态、埋深、围岩稳定性和水文地质条件综合分析，采取避开、充填、洞底支撑、基桩穿越（桩基）、梁板跨越、注浆等方法。

（3）当地基含石膏、岩盐等易溶岩时，应考虑溶蚀继续作用的不利影响；对岩溶洞隙堆积物，应根据工程用途和目的选择最经济的办法处理。

（4）地基处理工程应进行全程监测与检测。检测方法可选择平板载荷试验、静力触探试验、动力触探试验、标准贯入试验、波速测试等。

（5）对岩溶（或土洞）强烈发育的场地，加强岩

溶地基施工验槽，重大基础经地基处理后，工程建设期间应按有关规定进行沉降变形观测。

五、岩溶水的处理原则

岩溶水的处理原则上以疏导为先、封堵为辅，水量评价上宁大勿小，排水建筑及设施尺寸宁宽勿窄。

在岩溶场地和地基范围内，对地表水采取截流、防渗、堵漏等措施，杜绝地表水渗入土层。

对地下水，当地质条件许可时，也可考虑采取截流、改造的办法，阻止土洞的发展。当地下水不能截流、改道以阻止土洞发展时，建筑地基可采用桩基础或其他措施。

岩溶地区存在承压地下水时，应根据抽水试验资料，确定承压地下水的水头压力，对基础结构物需进行抗浮设计。

对于岩溶地区地貌、地质、水文条件复杂及塌陷量大、影响范围大的地段，可采用多种方法综合处理。在未有效处理的隐伏土洞或岩溶塌陷影响范围内不应作天然地基，对主要建（构）筑物宜用桩基础或墩基。

第二节 岩溶地基处理措施

电力工程建设中，建（构）筑物在选择和确定岩溶地基处理方案时，应取得下列几方面的资料：

（1）建设项目所在区域的地形地貌、水文与气象等基础资料，岩溶场地各勘察阶段的岩土工程勘察资料。

（2）不同建（构）筑物结构设计条件和地基处理范围、要求和预期目的。

（3）建设场地周围施工环境，如施工排水、排污条件，施工对爆破、噪声、振动的限制，砂石、水泥等建筑材料的供给条件。

（4）电力工程项目所在地区类似工程的岩溶地基处理经验。

（5）基坑开挖施工揭露的岩溶情况，如岩溶形态、溶（土）洞充填物状态、地下水条件等。

（6）地基处理施工条件，主要指施工用地、工期要求、工程材料、施工能力等。对于岩溶山区输电线路工程，还要考虑砂石、水泥等建筑材料和施工机具设备运输问题。

一、不均匀地基的处理

（一）不均匀地基的判断

不均匀地基是指岩溶地区土质地基和土岩组合地基。地基主要持力层范围内存在下列某一种情况时，可判定为不均匀地基：

（1）建（构）筑物平面范围内，部分为土质地基，另一部分为岩石地基；

（2）基岩面起伏多变，地基主要受力层范围内覆盖土层厚度相差较大的土质地基；

（3）石芽密布并有出露的地基；

（4）大块孤石或个别石芽出露的地基。

（二）不均匀地基处理原则

不均匀地基的地基基础处理思路概括为以下两类：

（1）改善压缩性高的土质地基，使之与地基压缩性低的岩石地基相适应。

（2）改善压缩性低的基岩地基，使之与地基压缩性高的土质地基相适应，如铺设褥垫。

实际运用中，常常为了减少地基处理工程量，在以岩层为主的地段处理土层，在以土层为主的地段处理岩层，使调整应力状态与调整变形并重，选择的处理措施施工简单方便，质量易于控制。

1. 石芽密布伴有出露且溶槽中分布红黏土的地基处理原则

石芽密布伴有出露且溶槽中分布红黏土地段，地基处理可按以下原则：

（1）红黏土厚度小于基础宽度，可不必处理石芽间的土层，直接将基础坐落其上。若不满足要求，可全部或部分挖出溶槽内红黏土，使剩余红黏土厚度满足小于基础宽度的要求。

（2）若石芽为稳定石芽，且石芽间距小于 2m，其间充填硬塑或坚硬状态的红黏土，当电力工程建（构）筑物基础底面压力小于 200kPa 时，可不进行地基处理。

（3）若溶槽宽度超过 2m 时，可根据以下方法处理：

1）石芽间为硬塑或坚硬状态红黏土，将基础底面做成台阶状，使可压缩土层厚度呈渐变状态，或在槽底布置短桩（墩），使上部应力传至基岩上，或在石芽与基础接触部位铺设褥垫层。

2）石芽间溶槽内充填较厚软塑或可塑状态红黏土，电力工程一般建（构）筑物可在土层上采用基础梁，梁支承在稳定的石芽地基上，按石芽岩石地基承载力特征值设计梁端支承面积。

3）当溶槽内充填厚度不大的软塑或可塑状态红黏土，可采用碎石或土夹石换填，按碎石或土夹石承载力特征值确定基础面积。

2. 石芽（大块孤石）零星出露且石芽间分布有红黏土的地基处理原则

石芽（大块孤石）零星出露且石芽间分布有红黏土，地基处理可按以下原则：

（1）若基础位于石芽上，可采取铺设褥垫层处理。即打掉一定厚度的石芽，铺以厚度 300～500mm 厚水稳性好的褥垫材料，褥垫材料采用级配砂石、中粗砂、土夹石（碎石含量 30%左右）等，夯填度（褥垫夯实以后厚度与虚铺厚度的比值）宜根据试验确定，若无

资料时，对于褥垫材料为级配砂石、中粗砂，夯填度可取 0.87±0.05，土夹石（其中碎石含量为 20%～30%）夯填度可取 0.70±0.05。

（2）对于个别石芽或大块孤石出露的地基，可按如下方法处理：

1）当红黏土层地基承载力特征值不小于 150kPa，电力工程一般建（构）筑物可不做特别处理。

2）建（构）筑物基础底面压力大于 200kPa 时，宜利用稳定石芽作支墩式基础，在石芽与基础接触部位作褥垫层，并在土岩交接处采用基础梁跨过石芽、孤石，梁底预留空隙大于 50mm 沉降变形空间，梁端支承在坚硬土层上，按土层承载力特征值确定基础底面积。

3）如需要清除孤石，一般采取爆破方法，爆破时应注意安全，周围 100m 范围以内不得有人作业或通行。

3. 基础底面下有一定厚度但厚度不均红黏土的地基处理原则

电力工程一般建（构）筑物基础底面下有一定厚度但厚度不均的红黏土地基，地基处理可按以下原则：

（1）当基础底面下有较厚但厚薄不均的红黏土时，处理措施可考虑调整沉降差。

1）挖去厚度较大一段的部分土层，基础底面做成阶梯状，可压缩层厚度相对一致或成渐变状态。

2）采用基础底面面积调整相邻基础的差异沉降，使其控制在允许范围内。

3）对于沉降要求相对较高的建（构）筑物基础，可选用支墩与地梁结合，避免大量土方开挖。

（2）当基岩面起伏较大，覆盖土层厚度相差较大，局部土层厚度小于 0.5m，且基岩为完整灰岩，应将该处土层挖除再铺设褥垫层。

（三）结构措施

电力工程建（构）筑物结构措施主要采用设置沉降缝或加强建（构）筑物整体刚度的方法。

（1）土岩组合地基上不宜建造底部框架及多层内框架建（构）筑物。当土岩组合地基局部范围内存在软弱下卧层时，应进行软弱下卧层地基承载力验算。计算土中附加应力和地基不均匀沉降时，应考虑刚性坚硬基岩的影响。

（2）若建（构）筑物体型复杂或长度较大，在大面积出露基岩与土质地基交接处，宜设置沉降缝将建（构）筑物分开，在建（构）筑物平面位置布置时尽量避免建（构）筑物两端或转角处落在局部软土层上。

（3）当局部存在软土层时，可局部调整基础埋深或基础底面面积来调整不均匀沉降。采用装配式简支结构也能较好适应地基的不均匀变形。

（四）工程实例

贵州某电厂一期工程冷却塔，部分环形基础落在填土、红黏土或淋溶白云质泥岩（类似残积土）和灰岩上，属于岩溶地基。灰岩岩面起伏较大，高差 3～6m，属于不均匀的土岩组合地基。部分环形基础采用挖孔桩处理，桩径 1.0～1.2m，要求桩端以下 5m 内无溶洞或洞径小于 1m、顶板厚度大于 3m，桩端基岩面相对平整，坡度小于 30°，否则桩端需穿过溶洞埋于洞底岩石以下 0.5m，同时下埋钢套管，使其与洞上下岩体连接。

电厂一个三跨车间，跨度 24m，设有 300kN 吊车，基础底面位于不均匀地基上，原准备采用钢筋混凝土结构，后改用装配式简支结构，避免了出现裂缝的问题。

二、不稳定洞隙的处理

不稳定洞隙是指溶洞、土洞、落水洞及溶蚀沟槽等。

不稳定洞隙的处理思路是通过加强建（构）筑物上部结构刚度和提高地基承载能力来有效减少地基的不均匀变形。

处理方法包括避开、充填、梁板跨越、洞底支撑、注浆、桩基础等，以及采取特殊基础形式，加强建（构）筑物结构刚度等手段。

根据工程经验，对浅埋溶（土）洞宜采用梁板跨越法、充填法进行处理。对深埋溶（土）洞宜采用避开、注浆法、桩基础等进行处理。对落水洞及尺寸较小的浅埋溶蚀沟（槽）等，宜采用跨越法、嵌塞充填法进行处理。对尺寸较大的溶（土）洞，宜采用洞底支撑、充填和调整柱距法处理。

（一）避开法

避开法包括如下内容：

（1）在浅层洞体稳定性满足要求的前提下，电力工程一般建（构）筑物尽量利用上覆工程性质良好的岩土层做地基持力层，使基础底面与洞体顶板之间保持一定厚度的完整岩土体。

（2）对于荷载不大的一般建（构）筑物，如洞隙围岩稳定且位于条形基础末端，跨越工程量大，可按悬臂梁设计基础。若洞隙位于独立基础重心一侧，可按偏心荷载设计基础，基础底面下洞隙可不需特殊处理。

（3）当岩石基础底面有小于 1/4 底面积的溶洞（隙）且充填物难以挖出，宜在洞隙部位设置钢筋混凝土底板，底板宽度大于洞隙，并采取措施保证底板不向洞隙方向滑移，对洞隙可不作专门处理。

（4）对整个基础底面岩体强烈溶蚀或基础底面蚀余石基分布不均匀时，或基础底面下全充填小溶洞，若填充物性质较好，可不处理溶洞，只需将基础底面积适当扩大，减小基础底面压力，并加强其刚度来处理。

（5）对建设场地尺寸不大的溶沟（槽）或跨度不大的浅埋洞隙，或直径小、稳定性较好的深埋土洞，

可不处理洞体，通过调整结构柱距以避开。

（二）充填法

（1）充填法适用于溶洞、土洞、溶沟、溶槽、落水洞等的充填和石芽地基的嵌补。充填材料可采用灰土、砂砾石、碎石、混凝土、泡沫轻质土等。当充填部位在地下水位以下、埋藏较深时，不宜采用灰土充填。有防渗要求时，不宜采用砂砾石、碎石、泡沫轻质土充填。

（2）对基础底面下呈开口状外露沟隙或顶板不稳定的浅埋洞体，可炸开洞穴顶板，挖出洞内充填物，置换填塞块石、碎石、灰土、浆砌块石或C10毛石混凝土。若沟槽、洞隙内有地下水流动，应在沟槽或洞隙底部作反滤层并留出排水通道，充填法处理岩溶如图20-1所示。

1）对于溶沟（槽）为上宽下窄的漏斗形，竖向深度大于20m，基岩面起伏较大，上部覆土厚度不大时，宜清除部分填充物，对下部采用抛填块石，接近中上部位填碎石，厚度300～500mm，使其形成自然的滤水层，上部尽量打凿成倒喇叭形的斜面，然后再填C10毛石混凝土，回填的厚度不小于上部宽度的一半，且不小于500mm，形成上大下小的楔形体嵌塞于溶槽中，使上部荷载通过楔形体传递到溶槽两侧的稳定岩石上，如图20-1（a）所示。

2）对于埋深较浅、宽度小的溶洞、溶沟（槽），最简单、最直接的办法就是置换填塞处理，即直接清除填充物后，用C10毛石混凝土进行填塞，如图20-1（b）所示。

3）对石芽等基岩，根据基础的理深，尽量减少开挖和回填混凝土量的原则，分别采取截除突出部位，采用褥垫处理以调整基础底面的应力分布，如图20-1（c）所示。

4）对于建（构）筑物基础置于较陡的岩体时，以尽量减少开挖及回填量为原则，将部分岩体凿成台阶状，阶宽500～600mm，形成台阶式填塞，以确保基础的稳定，如图20-1（d）所示。

（3）当采用泡沫轻质土作为填塞材料时，泡沫轻质土的设计和施工可参照CECS 249：2008《现浇泡沫轻质土技术规程》的要求。泡沫轻质土的抗压强度应通过试验确定，且不应低于1.5MPa。

（4）经充填法处理的地基应进行质量检测。检测数量应根据相关技术标准的规定确定。对复杂场地或重要建（构）筑物地基应增加检测点数，检测深度不应小于设计有效深度。

（5） 对于地表水形成的个别浅埋土洞，先挖出软土，采用块石、片石或毛石混凝土回填。对地下水形成的土洞，除挖出软土换填块石外，还应做反滤层，面层用黏土夯实，如果软土全部挖出有困难，可在余土上抛石夯实，其上做反滤层，上面做梁板跨越。根据广西地区经验，梁板每边支承长度不小于1.0～1.5m。

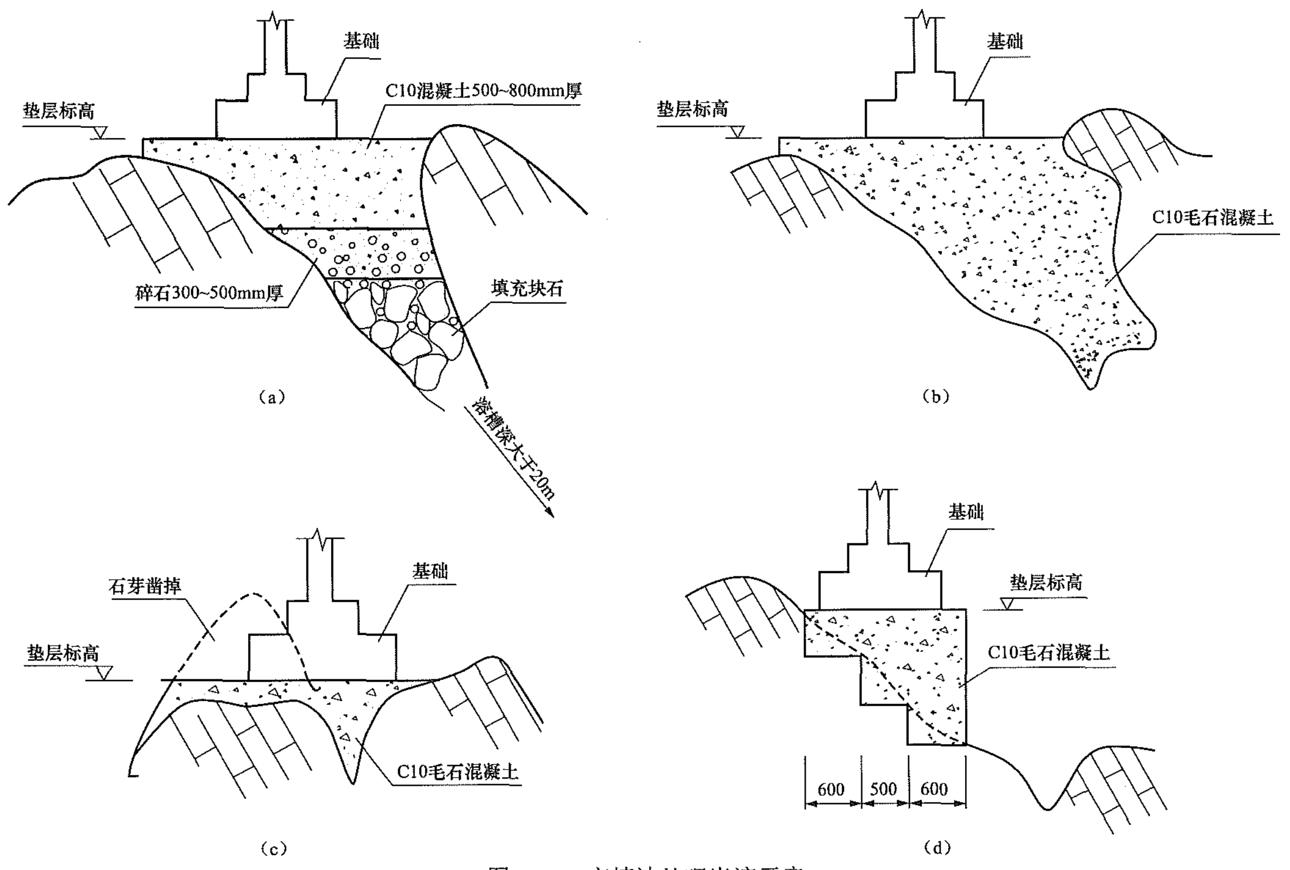


图20-1 充填法处理岩溶示意

（a）楔形体填塞；（b）置换填塞；（c）褥垫；（d）台阶式填塞

（6）对于埋藏较深、洞径较大的土洞可采取灌砂充填处理，施工时在土洞洞体范围内顶板地面打两个或多个钻孔，小孔（直径 50mm）做排气用，大孔（直径大于 100mm）做灌砂用，灌砂时同时冲水，直至小孔冒出砂为止。

（三）梁板跨越法

梁板跨越法包括如下内容：

（1）采用梁板跨越处理岩溶地基时，可根据溶（土）洞、溶沟（槽）、落水洞的大小、形状、岩体的强度、地下水等因素确定洞侧支承条件，并进行结构计算。

（2）对浅埋的开口型或洞体跨度大、顶板薄、强度较高的溶洞，可采用钢筋混凝土厚板跨越处理，将建（构）筑物基础置于厚板上。

（3）对于一些开口较大溶沟（槽），竖向及水平方向范围很大，沟槽内充满软塑～可塑状态红黏土，可采用条形基础梁跨越处理。

如贵州某电厂，主厂房的 C 列柱基础下分布着一条长达 40 余米，宽度约 5～10m 的水平溶沟（槽），单个洞体的高度约 4m，并在水平向有不同的分支。除此之外，还分布一些大小不等的多重水平溶洞，其洞间顶板岩石厚度大致在 1.30～2.50m 之间。这些洞体内填充软塑～流塑状态的黏土。C 列 8～12 轴线柱基础均落在洞内，考虑到洞体大而深，不可能进行充填处理，而其两侧岩石完整、稳定，是承受跨越结构的理想支座，故采用跨越法进行处理，即将原设计的独立基础改为横向条形基础梁，如图 20-2（a）所示。为满足计算假定的要求，在施工时做了构造处理，将跨越的洞口两边修凿成倒喇叭形，上面浇筑厚度不小于 800mm 的 C10 混凝土，使条形基础底部有较均匀的接触面。

电厂锅炉钢柱基础部分坐落于宽约 3.5m 的溶槽上，当清淤至基础底面下 2.5m 处时，施工勘探发现溶槽深度大于 10m，若继续下挖显然不现实，并伴随有安全隐患，最终采用钢筋混凝土厚板跨越处理，钢筋混凝土厚板两端支承于稳定岩体上，如图 20-2（b）所示。

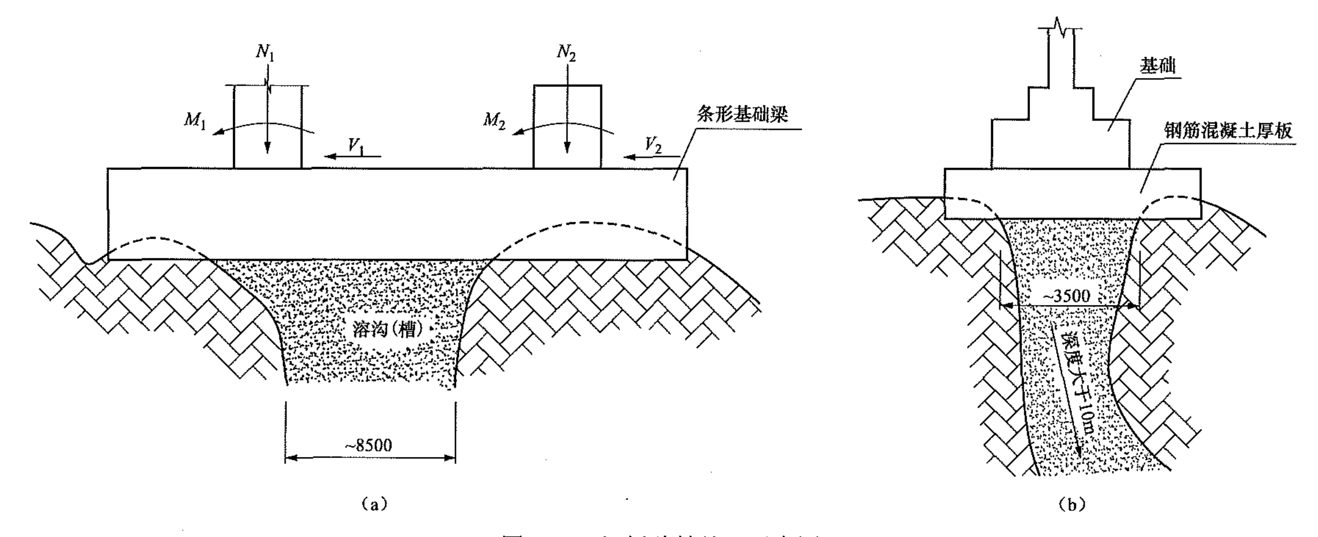


图 20-2 梁板跨越处理示意图

（a）条形基础梁跨越；（b）钢筋混凝土厚板跨越

（4）对直径较小的深埋土洞，其稳定较好，危害性小，可不处理洞体，仅在洞顶上部采取梁板跨越即可。

（5）采用梁、板、拱等结构跨越时，梁式结构在可靠的岩石或支撑体上的支撑长度应大于梁高的 1.5 倍。

（四）洞底支撑法

洞底支撑的处理方法包括如下内容：

（1）当洞体顶板薄、跨度大时，溶洞平面尺寸远大于基础底面积，地下水位低于溶洞底板或地下水涌水量不大，在洞体部位对基础适当加深，形成洞底支撑以减少洞跨，使上部荷载传至洞底稳定岩体上，或者加固洞顶板岩体，用浆砌块石嵌补岩体及洞隙边坡。

如某电厂生活区某建筑位于岩溶地区，岩土工程勘察未发现溶洞，开挖基坑时发现有长 6m、宽 3m、深 4m 的溶洞位于地基内，溶洞四周岩体比较破碎，洞内有少量岩溶水及沉积物。处理时在基础部位挖除沉积物，用浆砌石柱做基础，洞的一侧做排水道，洞顶岩体裂隙注水泥浆，石柱两侧用片石灌浆充填，柱顶用钢筋混凝土梁板跨越，防止了溶洞的危害，处理后的建（构）筑物多年安全使用，如图 20-3 所示。

（2）在场地填土较厚且回填质量较差地段布置重要建（构）筑物，下伏灰岩内洞体顶板薄、跨度大时，可采用基桩穿越单个洞体或在洞底形成支撑，使上部荷载传至洞底稳定岩体内。

（3）对规模较大的溶沟、溶槽，可采用沟槽底部连续支撑或调整结构柱距处理。

（五）注浆法

注浆法处理方法包括如下内容：

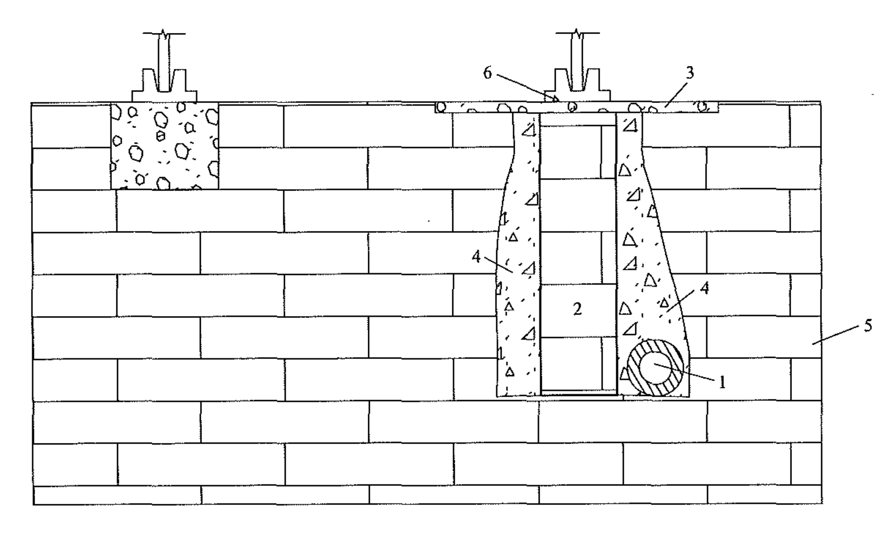


图 20-3 某厂生活区建（构）筑物下溶洞处理示意

1—排水通道；2—浆砌石柱；3—钢筋混凝土梁板；4—片石灌浆；5—石灰岩；6—独立基础

（1）适用于深埋溶（土）洞的地基处理，可与其他地基处理方法综合使用，注浆处理前应进行室内配比试验和现场试验确定注浆设计参数。

（2）当洞体开口小，挖出软弱土困难时，可直接采用注浆法灌入水泥砂浆或用低强度混凝土将其填实。

（3）当基础底面旁侧有溶沟或落水洞，水平宽度大于 1m，无充填或充填软弱土，基础底面为强风化岩石，岩体中存在倾向溶沟或落水洞的软弱结构面，岩体稳定性验算安全系数小于1.3时，应考虑如下处理方法：

1）置换溶沟或落水洞中充填的软弱土；

2）高压喷射灌浆加固处理溶沟或落水洞中充填的软弱土；

3）基岩压力灌浆加固处理。

（4）若工程场地岩溶非常发育，在下列情况下可能对基桩承载力和稳定性构成危害，应考虑满堂注浆处理。

1）基桩未直接穿越溶洞，但桩周一定范围内存在溶洞且对桩侧摩阻力发挥带来影响。

2）基桩上部穿越溶洞，应视具体情况对桩周溶洞采用填石、填砂或注浆处理。

3）基桩下部有溶洞时，溶洞顶板薄，应注浆处理。溶洞顶板厚，经验算顶板能承受基桩传来的荷载时，桩端可置于顶板上，对溶洞不做处理或注浆处理。

4）对于埋藏较深、洞径较大且有地下水的土洞，常规灌注法充填困难，可用细石混凝土进行压力灌浆，或灌注水泥、填充砾石也可。如广西地区的经验可采用钻孔灌砂或压力灌注细石混凝土与梁板跨越联合处理。

（5）注浆工程施工检测应符合下列规定：

1）注浆工程竣工验收检测应符合设计要求，地基承载力宜采用载荷试验检测。

2）注浆加固范围、深度和强度应达到设计要求，其平均无侧限抗压强度不应低于设计强度。检测效果应根据注浆前后的试验数据的比较，并结合沉降观测结果综合评定。

3）注浆效果的渗透性检测可采用钻孔进行注水试验、抽水试验、压水试验，或开挖检查井渗水试验等方法。加固范围内的平均渗透系数不应大于设计值，或测得的单位吸水量平均值不大于设计要求。

4）注浆检测可采用静载试验、钻取芯样、标准贯入试验、静力触探试验、轻型动力触探试验、室内土工试验、工程物探等方法。

5）注浆效果的工程物探检测布线，应利于加固效果的对比，应布置在有代表性地段和薄弱部位。检验测线不应少于工程物探布置测线总数的30%，且不少于 3 条。

6）取样检测孔宜进行孔内数字成像检验，确定岩溶及裂隙带内的浆液填充率。

（六）桩基础法

当工程场地存在下列情况之一时，可采用基桩穿过不稳定岩土层：

（1）浅埋的溶洞、溶沟（槽）、溶蚀（裂隙、漏斗）或洞体顶板破碎的地段；

（2）洞体围岩为微风化岩石、顶板岩石厚度小于洞跨或基础底面积小于洞的平面尺寸并且无足够支撑长度的地段；

（3）基础底面以下土层厚度大于独立基础宽度的3 倍或条形基础宽度的 6 倍，但具备形成土洞或其他地面变形条件的地段；

（4）未经有效处理的隐伏土洞或地表塌陷影响范围内地基基础设计等级为甲级、乙级的电力工程主要或重要建（构）筑物；

（5）回填质量差的厚填土区主要建（构）筑物，或岩溶溶洞较深、地下水位较高、涌水量大和不宜降

水施工的情况。

岩溶地区可采用的桩型有冲孔灌注桩、钻孔灌注桩、人工挖孔桩、预应力管桩、夯扩桩等，电力工程常用的有冲孔灌注桩、钻孔灌注桩和人工挖孔桩等桩型。

1. 冲孔灌注桩

冲孔灌注桩适用于地下岩溶发育，开口裂隙多，有多层溶洞但溶洞洞穴小，上部洞穴顶板薄的地层情况。

冲孔施工时可冲穿上层溶洞顶板，到达下层溶洞顶板，桩孔垂直度好，通过冲击声、超前钻易于判断是否到达持力层。

在地下有大溶洞存在的情况下，不宜采用这种桩型，以免灌注混凝土时，造成混凝土流失且难以控制。

2. 钻（旋挖）孔灌注桩

钻（旋挖）孔灌注桩采用回转钻进成孔，电力工程建设中常用孔径为 0.6～1.5m，孔深 15～80m，成孔直径大，施工方便，桩端嵌岩情况也好，适用于单桩荷载大、地下有孤石夹层分布，岩溶表面不平的情况。

钻(旋挖)孔灌注桩不宜用在溶岩裂隙与溶沟(槽）发育的基岩中，否则施工容易造成卡钻、偏孔等现象。

3. 挖孔灌注桩

挖孔灌注桩适合于无水或地下水量不大，电力工程中孔深一般小于 15m，岩溶发育程度较弱的情况。

在岩溶区存在地下水时施工需特别注意应进行详细的工程地质和水文地质勘察，并采取有效的降排水措施。地层中有明显流砂、涌水、有机腐殖质时不应采用挖孔灌注桩。

若遇下列情况可进行挖孔灌注桩设计调整：

（1）若挖孔灌注桩桩长较大，而在底部桩径的 3 倍或 5m 深度范围内尚有洞隙存在，可用挖孔灌注桩下加设钻孔灌注桩，将荷载传递于深部岩体中，桩数应按承台下群桩计算确定。

（2）挖孔灌注桩桩长较大，基础底部 1/4 以下面积仍为洞穴充填物难以挖除时，可在该部位设置钻孔灌注桩，或在桩底采用扩底方式。

（3）挖孔灌注桩桩因施工抽水导致地面下沉，对周围环境及邻近建（构）筑物造成破坏时，可用片石砂浆充填后改用钻孔、冲孔工艺，若钻孔施工遇到大溶洞，先用片石砂浆填充后再采用大比重泥浆护壁施工。

4. 其他桩基础形式

岩溶地区电力工程采用的其他桩型有高强预应力管桩、群桩、夯扩桩等。

（1）高强度预应力管桩。高强度预应力管桩适用于岩溶地区地下有淤泥、土洞、流砂、地下溶洞连通暗河等情况，但在土层与岩石软硬过渡较快处打桩容易出现断桩现象。

（2）群桩。当可溶岩表面极其复杂，其上覆盖有较厚黏性土和砂土层时，如果采用常用桩型都难以施工或保证成桩质量和安全度的情况下，群桩可作为一种有效选择。群桩的桩端并不一定要求支承在变化极其复杂的岩面上，只要群桩桩端体的“压力泡”能有效覆盖基岩面，即有坚硬的下卧层即可，采用静压高强预应力管桩作为群桩是较好的一种方式。

（3）夯扩桩。夯扩桩桩体由上部桩身和下部复合载体组成，桩身为钢筋混凝土结构，复合载体是避软就硬，以碎砖、碎石、混凝土块等为填充料，在桩端持力层内夯扩加固挤密形成实体。夯击过程中如遇土洞，可即时对土洞进行充填处理。夯击到岩面时，可对岩石顶板进行强度及稳定性检验。若遇溶洞薄层顶板或节理裂隙较发育、强度低时，即可击穿进行深层强夯处理，可避免直接应用天然地基时的沉降量大和地基承载力低的问题。

5. 桩基础设计需注意的几个问题

岩溶地区桩基础设计还需注意以下问题：

（1）回填土质量较差的厚填方区，电力工程主要或重要建（构）筑物采用桩基础时，桩端下溶洞顶板完整岩石厚度不得小于桩径的 3 倍。必要时，应验算顶板的抗冲切承载力。桩端应力扩散范围内应无岩体临空面。在每根桩成桩之前宜进行超前钻孔，钻孔深度一般要求宜进入稳定桩端持力层为桩径的 4.5 倍。灌注桩设计如图 20-4 所示。

（2）当桩端置于“陡坎”“鹰嘴岩”上，按桩径的 3 倍考虑桩端入岩深度。桩长较短时，桩侧土提供的摩阻力有限，甚至尚需考虑负摩阻力时，宜按嵌岩桩设计，嵌岩桩的嵌岩深度宜为桩径的 3 倍。试验表明，当嵌岩深度超过桩径的 5 倍后，其承载力增长十分有限，再无谓地增加嵌岩深度是不经济的。

（3）桩基础施工抽降水过程中，应避免水位急剧下降和反复升降，并应对环境进行监测，发现地形地物异常或抽出泥浆有可能引发环境灾害的地段，应分析原因，必要时应停止抽排水并设置隔水灌浆帷幕。

（4）采用桩基础法对岩溶地基进行处理时，桩基础的设计、施工与检验应符合现行有关技术标准的规定，应进行桩位、桩长、桩径、桩身质量、桩身垂直度及基桩承载力检验。

（七）特殊基础形式

电力工程建（构）筑物应选用有利于地基基础与上部结构共同工作的基础形式，适应小范围塌落变位、整体性好的基础形式，如配筋的十字交叉条基、筏基、箱形基础等。

如贵州某电厂翻车机地下室为一箱形结构，基础底面以下岩溶水平分布复杂，竖向深度达数十米，清淤条件困难，现场分析评价周围岩体完整、稳定，考虑翻车机上部结构整体刚度大的特点，岩溶未做专门处理，直接将地下室底板置于岩体之上（图 20-5)。

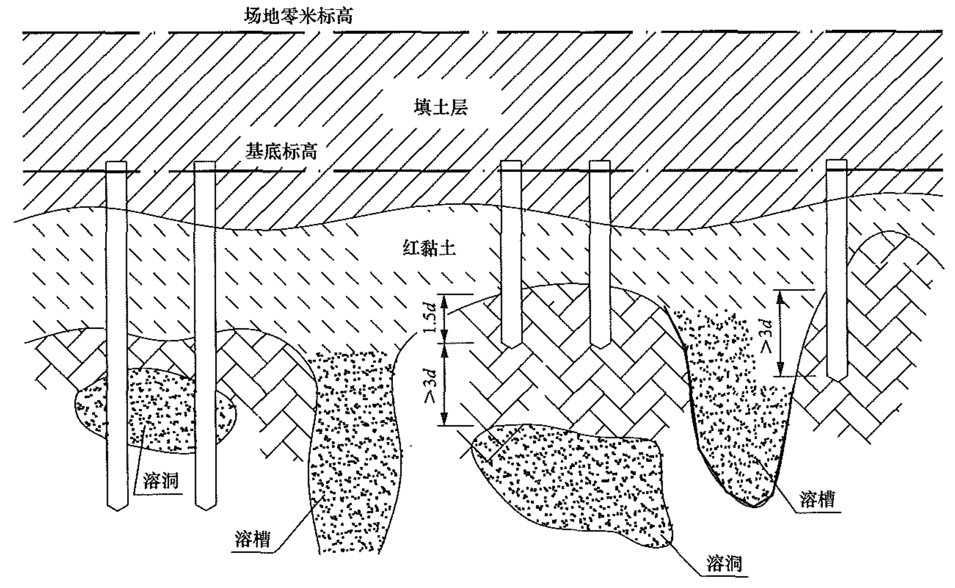
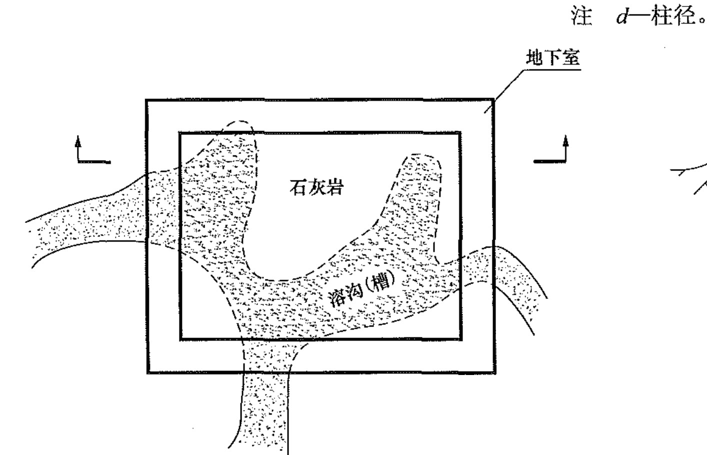
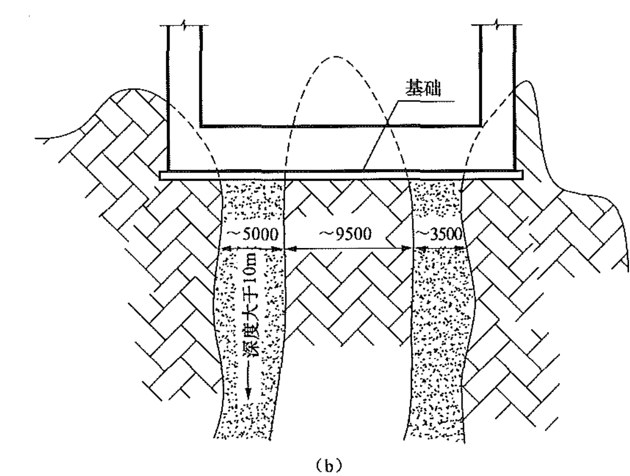


图 20-4 灌注桩设计示意图

注 d—柱径。



(a)



(b)

图 20-5 基础底板跨越处理

(a) 基础与溶洞平面投影图；(b) 剖面图

（八）上部结构措施

电力工程中一些荷载不大的建（构）筑物，如砖石结构可加强圈梁设置，单层厂房基础梁与柱连成整体，并加强柱间支撑系统等，以加强建（构）筑物结构刚度，适应地基的不均匀变形。

三、岩溶洞隙堆积物的处理

岩溶洞隙堆积物的处理应在工程地质调查和测绘基础上，根据工程用途与目的，确定经济适用的岩溶洞隙堆积物处理方法。

（1）堆积物不易清除时，可部分换填或风干，或采取桩基础或筏板基础。

（2）对基础下的块石堆积及石笋、石钟乳、石柱等宜爆破清除。

（3）对较厚层松散块石堆积物宜注浆处理。当采用黏土、砂土及砾碎石堆积物作地基持力层时，可用旋喷桩加固。

（4）对溶（土）洞中软弱土较深地段，可采用砂桩、碎石桩、石灰桩、灰土桩等打入洞内形成复合地基。

四、岩溶水的处理

1. 截流

适用于流量较小、水路复杂、出水点多、影响范围广、水流分散不易汇集等地段。一般在与水流垂直的方向上设置截水盲沟、截水墙、截水洞等截流措施。

2. 疏导

当岩溶水流速急、流量较大而集中，可能淹没工程建筑场地，应设置与水流方向一致的泄水洞、管道、桥涵及明沟排水的疏导措施。图 20-6 为云南某电厂 3 号冷却塔范围泉眼管道排水处理示意。

3. 围堰

为保持岩溶泉正常出水，消水洞消水或阻止消水以抬高水位引出它用，可采用混凝土圆柱、干砌片石或钢筋网等材料的围堰措施。

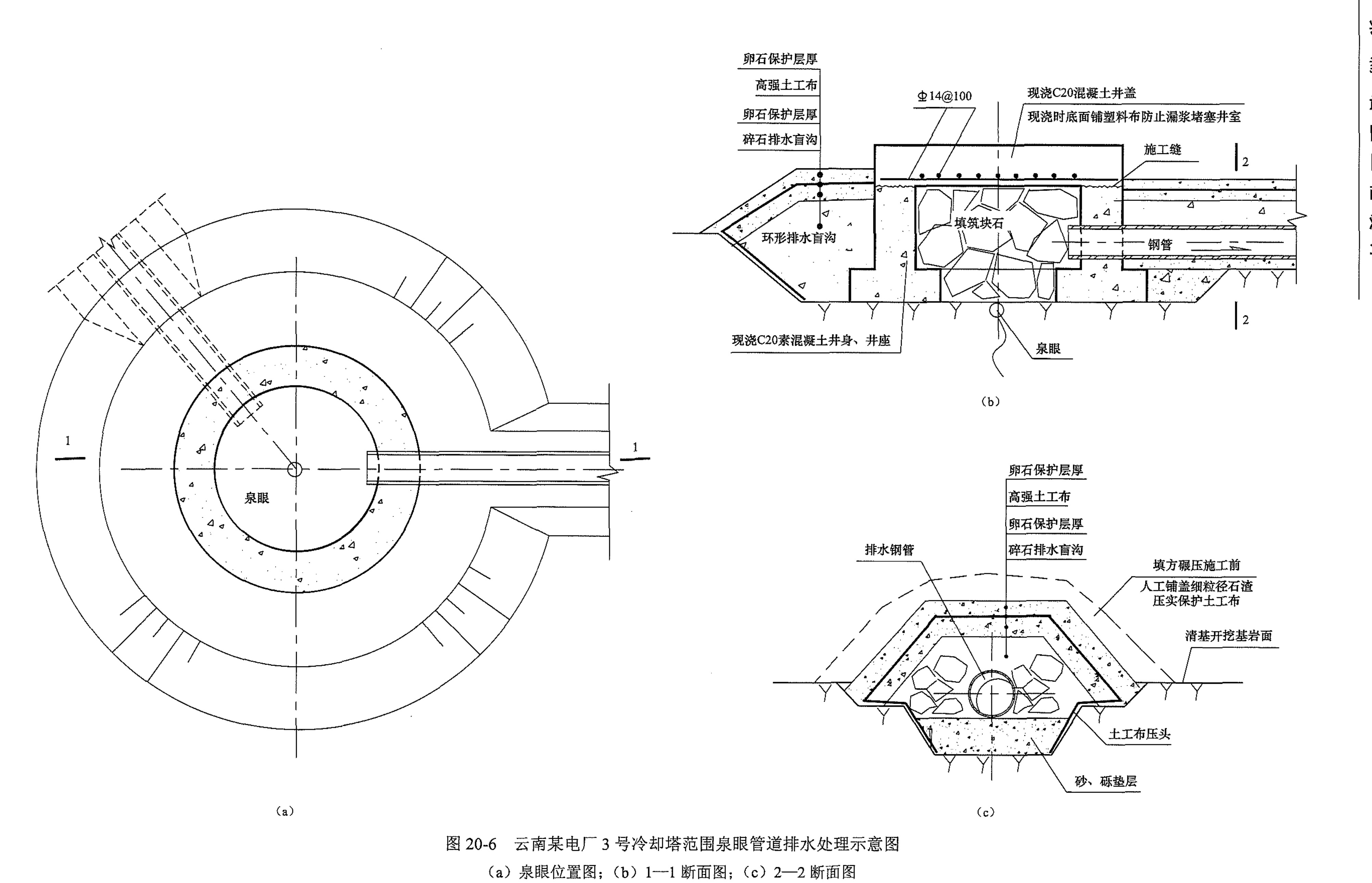


图 20-6 云南某电厂 3 号冷却塔范围泉眼管道排水处理示意图

（a）泉眼位置图；（b）1—1 断面图；（c）2—2 断面图

4. 堵塞

对水量小而且分散的岩溶水，可用砂浆、黏土、化学浆液灌浆及干砌片石予以堵塞，但水量大而集中且水压力大时应慎重选用。堵塞措施应充分考虑地下水径流方式空间变化的不确定性，必要时需采取室内模拟、现场水文试验等方法确认后采用。

5. 注浆截渗

对覆盖型岩溶、土洞发育地段的地下水越流渗透进行处理时，可采用钻孔注浆、旋（摆）喷注浆等措施进行截渗处理。

第三节 岩溶区桩基础施工问题处理

岩溶区电力工程勘察与桩基础施工经常会出现下列现象或问题：

（1）钻探或冲孔、钻孔施工作业时，发生漏浆、漏水、塌（坍）孔、卡钻、埋钻、掉钻、偏孔等现象；

（2）同一承台，桩长相差甚大，从数米到十余米；

（3）地质钻孔时所见岩面深度与冲孔、钻孔或人工挖孔桩时所见岩面深度不一致；

（4）出现超长桩；

（5）人工挖孔桩出现涌水、涌砂；

（6）预制桩施工顶板突然掉入洞穴，深层搅拌桩掉入洞穴；

（7）静压（锤击）高强预应力管桩断桩率高，断桩率达 10%，甚至有的高达 30%；

（8）地面出现塌陷，相邻建（构）筑物沉裂；

（9）同桩抽芯，几个钻孔完全不一样等。

一、基桩穿越岩溶洞隙的施工措施

（一）挖孔桩穿越施工

对于埋深在 10m 以内，洞体较小、空洞或半充填溶洞，可采用挖孔灌注桩施工工艺成孔，穿越洞隙采取的措施主要有钢套筒护壁穿越、高压注浆帷幕法止水穿越、压浆或旋喷帷幕隔离穿越、特殊结构支挡穿越。

1. 钢套筒护壁穿越

钢护筒内径应比桩孔直径大 40cm，护筒厚度保证（1/130～1/150）d（d 为桩径），且不少于 10mm。在旱地或筑岛时护筒顶面应高出施工地面 0.5m。当表层土层较软弱且溶洞强烈发育时，钢护筒应全面入岩，且不允许落在倾斜岩面上。

当人工挖孔接近溶洞时，用钢套筒锤击穿破顶板进入洞底板基岩，再人工挖出套筒内填充物至设计标高，如图 20-7（a）、图 20-7（d）所示，此法在溶洞顶板、底板岩面倾斜较大时容易失效。

2. 高压注浆帷幕法止水穿越

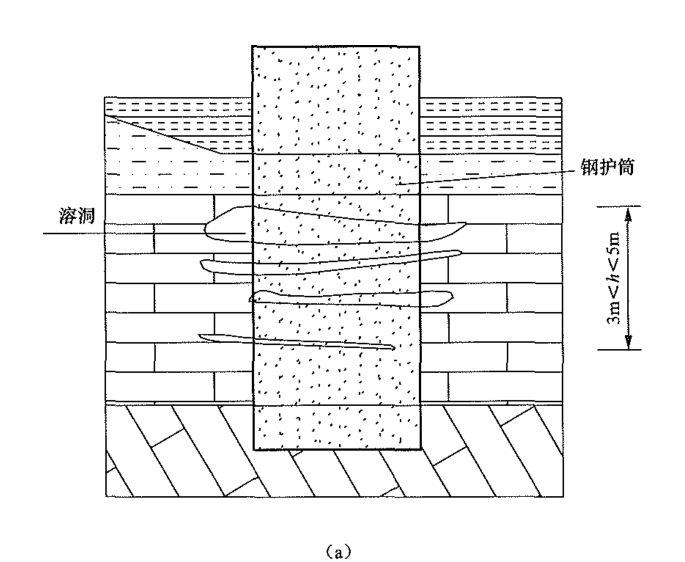
为消除孔内涌水，堵住向孔内涌水的通道，使用该法应事先进行试验，取得合理的施工参数后再施行。

3. 压浆或旋喷帷幕隔离穿越

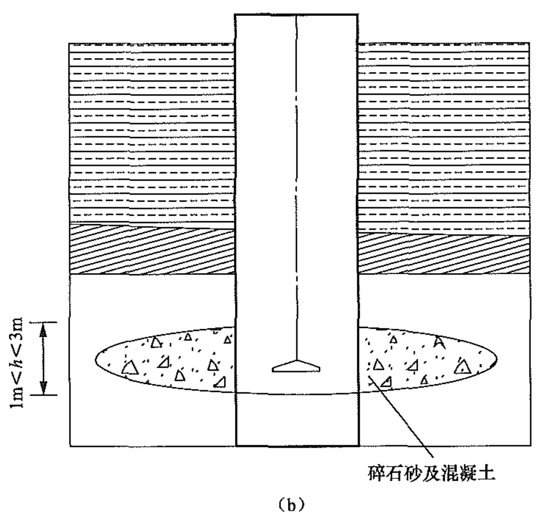
对于串珠状溶洞或空洞洞高超过 8m 情况下，可提前在桩基础中心周边 0.5～1.0m 的范围内采用溶洞压浆技术或旋喷帷幕施工工艺，如图 20-8 所示。

4. 特殊结构支挡穿越

若基桩穿越大溶洞的尖灭处，可采用异形板支挡，防止混凝土进入溶洞大量流失。



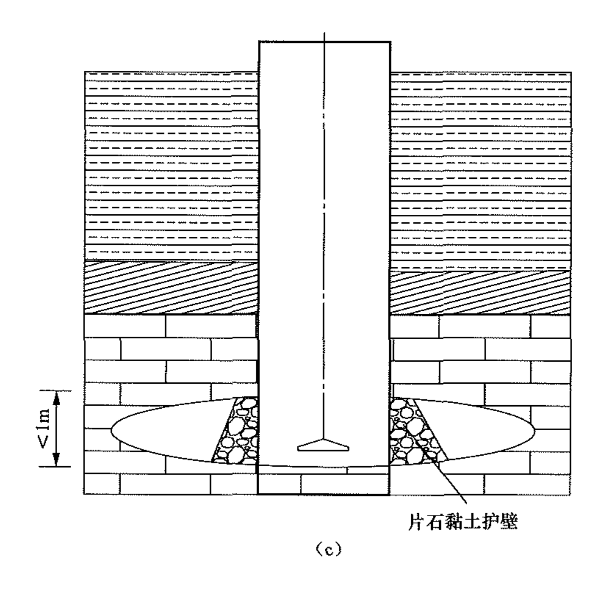
(a)



(b)

图 20-7 桩孔穿越溶洞护壁示意（一）

（a）3m＜h＜5m 溶洞处理；（b）1m＜h＜3m 溶洞处理



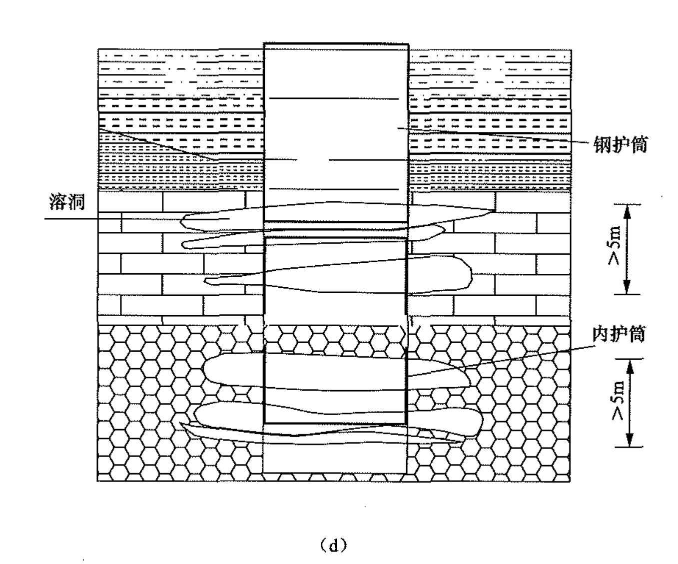


图 20-7 桩孔穿越溶洞护壁示意（二）

（c）h<1m 溶洞处理；（d）双层护筒溶洞处理

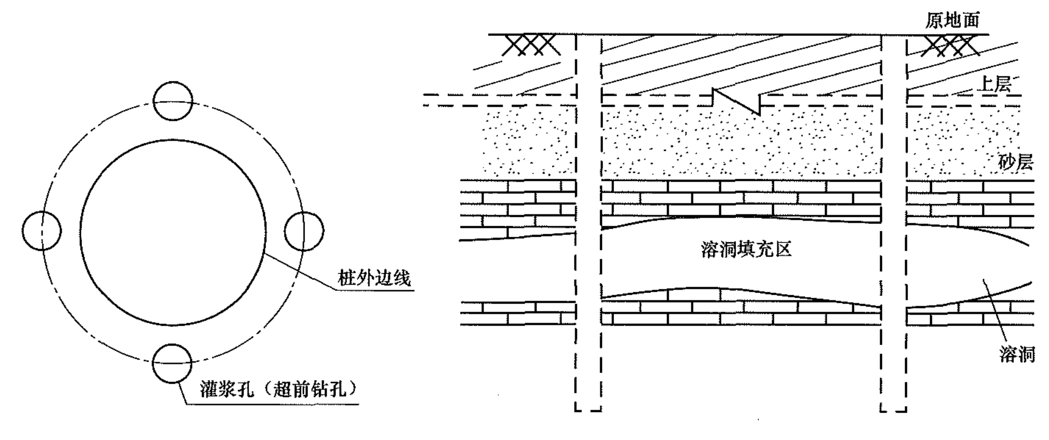


图 20-8 灌浆孔平面布置及剖面示意

（二）钻（冲）孔桩穿越施工

钻（冲）孔桩穿越施工应注意以下问题：

（1）对浅埋的溶（土）洞，可将其挖开或爆破揭顶，如洞内有塌陷松软土体，应将其挖除，再以块石、片石、砂石等填入，然后覆盖黏性土并夯实，再行施工。

（2）当孔深至溶洞附近，孔内泥浆液面迅速下降，应立即以黄泥包和片石或细石混凝土回填桩孔，并补充泥浆直到孔内泥浆面稳定后再继续钻孔，并保证黄泥、片石和细石混凝土封堵溶洞，防止漏浆和混凝土流失。

（3）当使用冲击钻机成孔时，钢护筒顶面宜高出施工水位或地下水位 2m，还应满足孔内泥浆面的高度要求。当表土较软且溶洞强烈发育，钢护筒应全面入岩，且不允许落在倾斜岩面上，若下层土层较坚硬密实，且无溶洞发育，钢护筒应进入密实土层至少 0.5m。

（4）钻进时选用圆形钻头为好，宜加大锤重降低冲程和悬距。孔内遇裂隙漏浆时，加黏土，边加黏土边冲击，直至穿过裂隙。遇到无充填的小溶洞，可投入黏土与片石，形成人造孔壁，如图 20-7（c）所示。

（5）遇起伏不平的岩面和溶洞底板，可投入碎石、砂石或素混凝土将孔底填平［图 20-7（b）］，采用十字型钻小冲程反复冲击，慢慢穿越，待穿越该层后，再增大冲程与冲击频率，形成一定深度的桩孔后再正常冲击。

二、桩基础施工中偏孔及漏浆等问题处治

岩溶区钻孔或冲孔作业时，常发生偏孔及漏浆等问题，需分析形成原因并采取处理措施。

1. 偏孔

在岩层软硬不均或桩孔位于溶洞的侧壁处，一半为岩层，一半为溶洞时，桩基础施工容易出现偏孔问题，主要处理措施如下：

（1）钻孔、冲孔中每进尺 0.5～1.0m 将偏斜的部分用块石回填后再进行冲孔纠偏，块石强度要求大于该处岩层的强度。

（2）当出现偏孔时，先把溶洞用碎块石和大块状硬塑状态黏土按 3:7 的比例将孔桩回填，然后用冲锤将碎块石和黏土冲击挤入溶洞，待溶洞挤满后，则可

正常继续冲孔。如反复纠偏效果不佳时，可以采用回填高标号混凝土的方法纠偏。

2. 孔壁塌落

事先预备钢护筒，有时需准备两层护筒，第一层护筒直径比桩经大 20～30cm，壁厚 10～12mm，下至黏土层内，筒底部用水泥砂浆止水。第二层套筒外径比桩径大 5cm，下至岩溶裂隙强烈发育带中较完整的基岩上，防止孔壁坍塌。

3. 掉钻及卡钻

掉钻及卡钻的处理方法如下：

（1）预防为主。在即将击穿溶洞顶板时，冲锤采用小冲程慢慢冲进，缓慢地击穿溶洞顶板，避免由于溶洞顶板突然击穿，造成冲锤产生强大的冲击能而拉断钢丝绳造成掉钻。

（2）卡钻处理。先将冲锤取出，然后回填片石进行纠偏。

4. 埋钻

埋钻的处理方法如下：

（1）覆盖层内埋钻。土层中钻进要采用小冲程反复冲击挤密，大比重（1.6～1.8）泥浆护壁的方式，形成比较坚实的孔壁。若发生塌孔埋钻后，用泥浆循环或使用冲抓锤将坍塌物取出，然后提出冲锤。

（2）溶洞内埋钻。先采用冲抓锤将盖住冲锤的覆盖物取出，提出冲锤然后用碎块石加黏土或直接投土石袋填充溶洞，然后用冲锤小冲程冲击挤密填实溶洞。在处理溶洞时，回填的土石比例掌握在 7:3～6:4 之间，多填黏土块。

5. 孤石

冲击中遇孤石，可抛填相当硬度的片石或卵石，将钻机稍稍移向孤石一侧，用高冲程或高低冲程交替冲击，击碎孤石挤向孔壁。

若孤石非常坚硬，可采取爆破方式。遇一般孤石，将炸药包吊至孤石表面引爆，震裂孤石以利钻进。遇坚硬孤石可采取定向聚能爆破方式，根据孤石硬度和尺寸确定药量，只要药量控制适当，不会影响孔壁稳定和施工平台安全。

6. 漏浆

漏浆的处理方法如下：

（1）一旦钻进时发生漏浆，应开动泥浆泵迅速往孔内补浆，支撑孔壁防止覆盖层孔壁坍塌，然后迅速使用装载机往孔内大量回填黏土和片石，减缓漏浆速度，直到制止漏浆。

（2）当清孔时发生漏浆，应测量孔底沉渣厚度，若沉渣明显减少，则表明漏浆位置处于孔底，该层不宜作为持力层，继续钻进，直至下一岩层内 0.5m。若漏浆数量有限，可继续清孔，正常施工。若漏浆无法回补满，孔内沉渣厚度无变化，则查看原有钻进记录，判断漏浆位置，采用回填团状黏土至溶洞以上，冲击堵漏，直至正常。若无法堵漏可采取桩身预埋压浆管，采用桩底后压浆技术处理孔底沉渣。

（3）当混凝土灌注时发生漏浆，在灌注混凝土时，始终保持孔口以上导管长度 5m 左右。若遇灌孔时漏浆，则将导管随浆面同时下放，保持导管埋深。若出现大方量超灌，且混凝土面不上升，可在灌注一定方量后暂停片刻，再进行灌注。

7. 沉渣超标

沉渣超标的处理方法如下：

（1）成孔后用泥浆泵压浆正循环或泵吸反循环方法尽量将孔底沉渣排出，使第一次清孔应彻底清干净。

（2）采用专门清孔的气举反循环设备清孔十几分钟，待静置 2～3h 后再清孔一次。

（3）下完钢筋笼，灌注混凝土前进行第二次清孔。

三、工程实例

1. 场地岩溶特征

广东某电厂一期工程场地岩溶强烈发育，溶洞一般竖直高度 0.5～3.0m，最大竖直高度 8.30m。绝大部分溶洞发育高程在 30～40m 之间，属浅部岩溶，多充填或半充填，部分为空洞，充填物为软塑～流塑状态的粉质黏土。溶洞顶板一般较薄且破碎，厚度多小于 1m。

主厂房及重要建（构）筑物采用嵌岩桩，以连续、完整、稳定的微风化灰岩作为桩端持力层。土洞主要发育在接近岩面处，土洞垂直高度 1.0～2.90m，半充填或全充填。根据试桩区超前钻孔揭示，试桩点 SZ1、SZ3 存在溶洞，SZ2 无溶洞。试桩区溶洞特征见表 20-1。

表 20-1　　溶 洞 特 征 一 览 表

钻孔号试桩号	溶洞垂直高度（m）	顶板高程（m）	洞底高程（m）	洞顶埋深（m）	洞底埋深（m）	充填程度
SZ1	1.05	32.50	31.45	18.95	20.00	全充填
	0.50	31.25	30.75	20.20	20.70	半充填
SZ3	2.20	37.57	35.37	13.60	15.80	全充填

2. 试桩施工

（1）测量放线。根据设计提供的试桩坐标及布置图，利用全站仪对现场桩位进行测放。桩位采用ϕ8mm 钢筋作标识，入土深度大于 30cm。护筒埋设前先根据桩位引出四角控制桩位，护筒埋设完毕后复检，确保桩位准确无误。

（2）泥浆制备。配置泥浆选用高塑性黏土，泥浆参数见表 20-2，施工过程中经常测定泥浆参数，并适时予以调整。

表 20-2 泥浆参数表

序号	项目	泥浆制备参数	成孔过程泥浆参数	测定方式
1	比重	1.05～1.15	1.10～1.20	泥浆比重计
2	黏度	16～20s	≥18s	漏斗黏度计
3	含砂量	≤2%	1	含砂测量定仪
4	pH 值	7～9	7～9	pH 广泛试纸

（3）成孔施工。

1）埋设钢护筒采用人工配合挖掘机完成，钢护筒壁厚 1.0cm，内径 1.0m，埋设深度 2.0m，防止孔口周围杂物掉落到孔中，护筒顶部开设一个溢浆孔，供泥浆循环使用。

2）钻进成孔采用型号 C2-8A 冲击钻机、"十字型"钻头直径 76cm，锤重 3t。钢护筒下设好后，开始钻进时选择不大于 0.8m 的小冲程钻进，低锤勤击，缓慢开孔。施工过程中经常检测和控制泥浆比重，保证泥浆性能符合护壁要求，防止地下水渗入而造成塌孔。

（4）入岩和嵌岩深度确认。

1）进入岩面的判断。一是听声音，进入硬岩层时冲击声音清脆响亮，钻机震动相对软地层大些，地面震感较大；二是入岩时钻进速度明显降低；三是通过捞取渣样最终确定。

2）岩石风化程度的判断。通过捞取渣样判定，当钻入中等风化岩后，所取岩屑颜色基本一致且新鲜，棱角较明显、锋利。

3）入岩完整程度的判断。通过取渣样观察结合岩土工程勘察资料对照判定。

4）嵌岩深度确定。根据岩屑判定是否已进入中等或微风化持力岩层，测量此时孔深，然后继续冲击，直至孔深满足设计要求，然后再次取样证实孔底确实在中等或微风化岩层中，方可终孔。

（5）混凝土灌注。

1）钢筋笼吊放与定位。钢筋笼吊放时采用三点起吊，保持竖直徐徐放入孔中，加设导正块，使其位置居中，钢筋笼吊装完成后，进行压力管的加固及调整，钢筋笼安装完成后，对压力管内注满清水密封，同时进行隐蔽工程验收，验收合格后下设导管。

2）下设导管。采用丝扣连接直径 250mm 导管，导管下设总长度根据混凝土灌注前实际孔深确定，导管底部距孔底 300～500mm。

3）清孔。导管下设完毕后进行孔深测量，采用气举反循环工艺进行清孔，确保孔底沉渣满足要求。

4）混凝土灌注。混凝土灌注前，进行孔内泥浆和沉渣验收，合格后下达开灌指令。通过计算试桩工程初灌量为 1.75m^3，采用 2.0m^3 大料斗进行初灌，混凝土罐车运输混凝土量为 10m^3，可满足初灌量要求。混凝土灌注完毕后，清理出护筒上的吊环，套上钢丝绳套，利用吊车缓缓提出护筒，并及时清除护筒内壁的混凝土和外壁的黏土。

3. 溶洞预处理

SZ1、SZ3 桩，护筒标高（自护筒顶面算起）52.96m，孔深分别为 23.25m、18.65m。在冲击钻进至接近溶洞位置时，发生漏浆、偏孔现象，采取灌注混凝土进行预处理，分别灌注 C20 细石混凝土至孔深 16.00m、14.00m 位置，灌注细石混凝土方量分别为 36m^3、22m^3。

4. 沉桩纠偏处理

SZ1、SZ2、SZ3 桩，分别在冲击钻进到深度 21.50m、13.00m、16.00m 位置时，发生偏孔现象。采用人工回填硬度大的块石至 19.00m、12.00m、15.00m 左右位置继续钻进，边钻进边检查，反复回填纠偏 3 次、4 次、5 次。

5. 成桩情况

完成试桩 3 根，施工采用气举反循环冲击成孔施工工艺，水下导管灌注成桩。主筋采用双面搭接焊，加强筋采用单面搭接焊，混凝土强度为 C35，坍落度 180～220mm，桩孔垂直偏差为+10mm，泥浆比重控制在 1.10～1.20，成桩参数见表 20-3。

表 20-3 试桩成桩参数表

桩号	桩身混凝土强度	桩径（mm）	桩顶标高（m）	成桩平均桩径（mm）	桩长（m）	入岩深度（m）	垂直度	沉渣厚度（mm）	充盈系数	桩端持力层
SZ1	C35	800	52.00	975	22.29	0.85	0.91	10	1.52	微风化灰岩
SZ2	C35	800	52.00	928	13.65	0.80	0.95	10	1.38	微风化灰岩
SZ3	C35	800	52.00	969	17.73	0.85	0.96	10	1.46	微风化灰岩

第四节 岩溶地表塌陷的防治

岩溶地表塌陷是指可溶岩地区上覆土层中土洞的发展导致地面陷落而产生地表变形和破坏所形成的负地形，是岩溶环境灾害之一，也是建（构）筑物运行期间容易引起的次生环境地质问题。

岩溶地表塌陷多分布在以下地带：

（1）断裂带和褶皱轴部；

（2）溶蚀洼地等地形低洼处；

（3）河床两侧；

（4）土层较薄且土颗粒较粗的地段。

覆盖型岩溶地区的地表塌陷是由覆盖土层中的土洞发展而产生，其发展过程如图 20-9 所示。

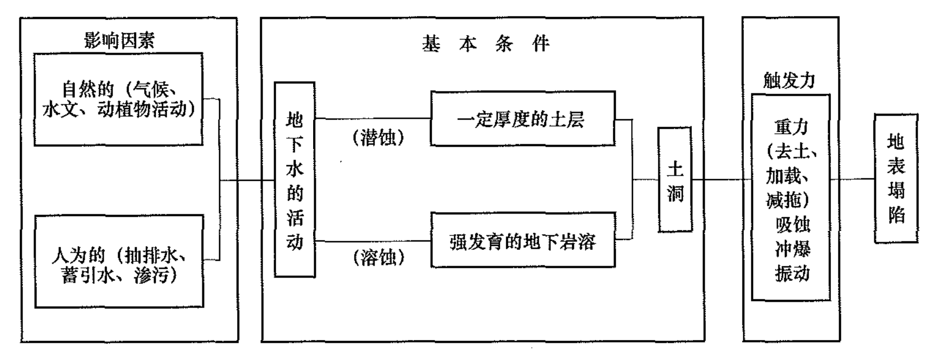


图 20-9 土洞及岩溶地表塌陷框图（据林宗元等，1996）

一、地表塌陷的预测与预防

1. 地表塌陷预测

地表塌陷预测内容主要包括塌陷时间、塌陷地点和范围、塌陷强度和可能造成的影响。预测方式分定性预测和定量预测两种。

（1）定性预测。定性预测多从地质学角度出发，在平面图上划分塌陷区与稳定区。在塌陷区按土层厚度进一步划分严重、中等、微弱三个亚区，在亚区内按敏感方向标示塌陷点可能展布范围。

（2）定量预测。定量预测难度较大，预测工作量十分巨大，只能使用在重大电力工程上。预测时首先弄清触发塌陷的因素和强度，预测塌陷地点和规模，就要弄清特定点土层结构、岩溶发育程度、溶洞大小及充填情况，钻孔内水位、地下水流量等定量的数据。

2. 地表塌陷预防

地表塌陷预防的主要措施如下：

（1）工程建筑区的总体布置应使主要建（构）筑物避开已有的土洞、塌陷地段，尽量避开极易塌陷的危险区。

（2）对可能塌陷的地段，做好地表排水设施，防止渗漏，对具化学侵蚀性的污水，应严格处理后排放，以免腐蚀排水设施而渗漏。

（3）控制抽水强度，将水位降深控制在土层厚度以内，是限制塌陷的主要措施。

（4）抽水过程中保持水位慢速平稳下降，尤其经过土层与岩层接触段时，避免真空负压的急剧上升，正常抽水后，避免经常性的时断时续。

（5）尽量避免开采浅层岩溶水，转入较深部的开采。塌陷往往与60～70m深度以内浅部岩溶水开采相关。

（6）对塌陷危险区的建（构）筑物结构，应采取防塌设计，对已有的重要建（构）筑物，可采取防塌预处理措施，常用方法是在建（构）筑物地基薄弱地段采取钻孔灌浆或旋喷桩加固处理。

（7）在重要工程特定区域设置保护区，可在地下建立隔水帷幕，与抽水地段地下水隔离开来。

（8）开展地下水动态观测，注意收集积累地方岩溶塌陷观测资料，并整理建档。

二、地表塌陷的治理

对于岩溶地表塌陷的治理，至今没有特殊的先进方法，一般采取如下的治理原则和措施。

1. 塌陷治理的原则

（1）除已充分论证其确属稳定不再发展的土洞和塌陷以外，其余土洞和塌陷都需要进行治理，未经治理不能作为建（构）筑物天然地基。

（2）治理措施要针对“病根”，因地制宜。如由于地下水升降波动引起的塌陷，一般应阻截地下水流通道；对于地表水渗漏引起的塌陷，应完善地表排水系统，防止地表水渗漏等。

（3）由于岩溶塌陷影响因素很多，且主次因素在条件变化时可以转化。因此，一般应采取综合治理措施，如填堵结合灌浆，灌浆结合排水等，以符合既经济又可靠的原则。

（4）治理阶段应结合进行监测工作，以验证治理措施的效果，以便发现问题及时补救。

（5）对建（构）筑物附近的塌陷坑，处理后应满足建（构）筑物的稳定性标准要求。

2. 塌陷治理的措施

（1）清除填堵法。适用于塌坑较浅或浅埋的土洞处理。首先清除其中的松土，填入块石、碎石，做成反滤层，然后上覆黏性土夯实，高出地面 30～50cm。当有基岩出露且见溶洞口时，先采用大块石封堵洞口，再黏性土夯实。对于重要建（构）筑物，需要将坑底或洞底与基岩面的通道堵塞，可开挖回填混凝土或设置钢筋混凝土板，也可灌浆处理。

（2）跨域法。适用于塌陷坑或土洞较深大，开挖回填较困难的情况，一般以梁板跨越，两端支承载稳

定的岩土体上，每边支承长度不小于1.0～1.5m。

（3）强夯法。是一种处理结合预防的措施，适用于土层较厚、已有塌陷坑较多的场地，一般采用10～20t夯锤10～40m落距对土体进行强力夯实，使塌陷后的松软土层和塌坑或土洞内回填土被夯实而土体强度提高，同时又可达到消除隐伏土洞和软弱带的目的。Christain（1984）的试验：锤重15t，落距20m，影响深度可达到地表下8～9m。

（4）灌注法。目的是强化土层或洞穴充填物、充填岩溶、洞隙、隔断地下水流通道。一般，灌注材料主要是水泥、碎料（砂、矿渣等）和速凝剂（氧化钙、水玻璃），通过钻孔或岩溶洞口采用低压间歇（时间控制在7～8h）定量式或循环式灌注，目的是减少浆液流失。

（5）桩基法。适用于深度较大、跨越结构无能为力的土洞、塌陷治理，通常采用桩基，将荷载传递到基岩上。

（6）旋喷加固法。在浅部用旋喷桩加固土体形成“硬壳层”，其上再作筏板基础，“硬壳层”厚度根据地质条件、建(构)筑物荷载设计确定，一般可达10～20m。

（7）地表水的疏、排、围、改治理。在塌陷、土洞的治理阶段，对地表水的治理不能忽视或放松，需在预防措施基础上进一步完善。如河床地段，若塌陷坑数量少，可回填封闭洞穴、加固建（构）筑物基础；若数量多时，应根据具体情况考虑对河流采取局部改道的方法处理。

（8）平衡地下水、气压力法。随着水位的升降，岩溶空腔中的水气压力产生变化，常在岩溶灰库区出现气爆或冲爆塌陷，使灰随水大量漏失带来环保问题。在查明库区地下岩溶通道的情况下，设置各种岩溶管道的通气调压装置，采用恢复水位、钻孔充气、帷幕灌浆、隔水等措施，平衡其水、气压力，以消除其作用。

三、塌陷区工程建设应注意的问题

1. 建筑场地选择

建筑场地的选择应注意以下主要问题：

（1）建筑场地应选择在地势较高的地段，防止场地积水，避免地表水大量入渗，减少和杜绝地下水在基岩面附近波动。

（2）建筑场地应选择在地下水最高水位低于基岩面的地段。

（3）地下水位高于基岩面的岩溶地区，应考虑人工降低地下水位引起土洞和地面塌陷的可能性，塌陷范围与方向可根据水文地质条件和抽水试验观测结果综合分析确定。

（4）建筑场地与抽水、排水点有一定距离。

2. 建（构）筑物布置

建（构）筑物布置应考虑以下因素：

（1）建（构）筑物一般应避开抽水点地下水主要补给的方向布置，但当可溶岩呈狭长条带状分布，地下水呈脉状流时，下游也可能产生塌陷；

（2）建（构）筑物布置应绕避岩溶塌陷区，条件适宜时，可把基础直接放置于稳定基岩上，否则采用桩基础；

（3）建（构）筑物应布置在抽水井降落漏斗半径之外。

3. 地基处理

塌陷区建筑地基处理应注意以下两个问题：

（1）为了工程建设的安全性，条件允许时可采用直梁、拱梁和八字梁、筏板的方法跨越处理后的地面塌陷坑。

（2）塌陷区内不允许采用天然地基，不宜把土层作为建（构）筑物地基持力层，一般多采用柱（墩）基，上部采取特殊的结构措施。

4. 水源地选择与布置

塌陷区水源地选择与布置应注意：

（1）合理选择和布置水源地，井管结构采用必要的过滤设施，应控制地下水降深值，使动水位不低于上覆土层底部或稳定在基岩面以下。

（2）在已有建（构）筑物附近抽水时，应考虑降水的影响。

四、实例

1. 工程概况

云南某火力发电厂外净水站，原始地貌为溶蚀残丘间斜坡，地面标高1276～1296m，相对高差约20m，场地四周基岩埋藏浅或石芽裸露，溶沟、溶槽中分布红黏土，建筑场地整平标高1281m。

场地上覆可塑～硬塑状态红黏土，网纹状裂隙发育，一般厚度4.50～8.30m，场地中部沟槽内厚度达15m，下伏灰岩，岩面起伏较大。

场地岩溶水主要受大气降水经裂隙和溶蚀通道补给，水量受季节影响变化明显，水位埋深5.60～15.60m，标高1266～1282m，位于土层与基岩面界线附近运动，变幅1～3m，临近场地的河流为地下水排泄基准面，河谷地面标高1261m左右。

场地岩溶强烈发育，钻孔遇洞率39%，可溶岩线溶率13%，岩溶形态表现为溶蚀洼地、石芽、溶沟、溶槽、落水洞、岩溶下降泉，尤以溶洞和溶蚀裂隙发育为甚。溶洞一般垂高0.70～1.70m，部分可达4.60～8.20m，红黏土层下部接近灰岩，岩面发育土洞，无充填，土洞垂高0.80～1.40m。

场地布置四座1800m^3/h机械搅拌澄清池、两座2000m^3蓄水池、两座污泥处理池、补给水升压泵房、检修房及仓库、加药间与配电房等建（构）筑物，如图20-10所示。

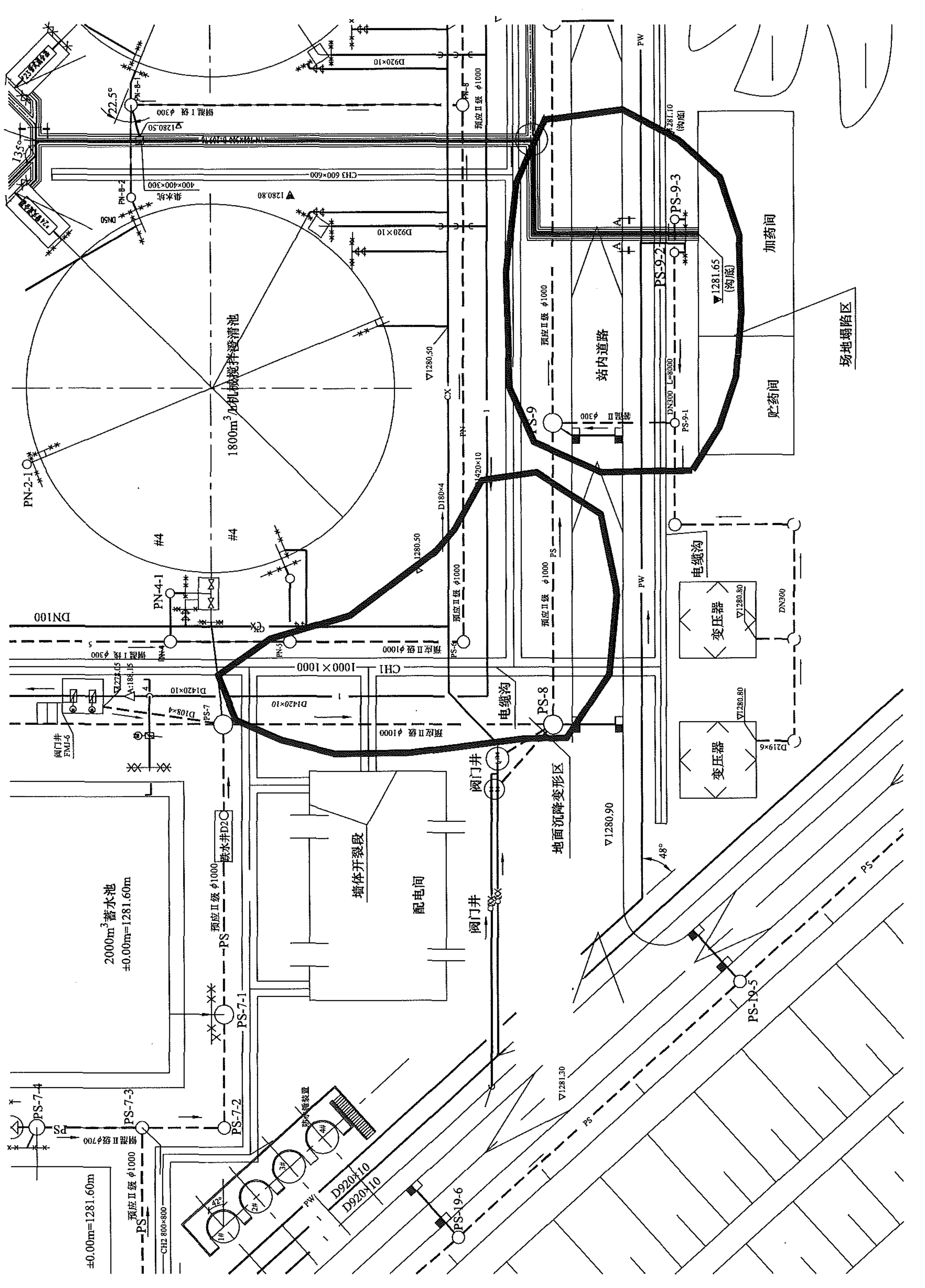


图 20-10　厂外净水站沉降塌陷范围图

2. 场地塌陷情况

2014年1月发现河边净水站加药间、配电间区域出现大面积地面下沉或塌陷，混凝土路面板由于塌陷被架空，如图20-11所示。



图20-11 加药间靠站内道路处塌陷坑

采用黏性土混石渣回填，但三个月以后近100余立方米回填土通过土洞与岩溶通道全部流失，在河谷内流出，净水站内地面沉降与塌陷继续发展，面积不断扩大。踏勘调查发现：

（1）河边净水站配电间与机械搅拌澄清池之间的地面出现大面积沉降，沉降的最大深度约1.0m，沉降导致配电间的墙外散水、室内地面和墙体开裂，三面外墙均可见长约2m的贯通斜裂缝。

（2） 加药间靠站内道路侧区域出现地面塌陷，加药间纵向外墙外的散水沉陷开裂，纵向外墙下贮药间大门靠近山墙、加药间中间大门③轴线柱基处发现塌陷坑，塌陷坑长2.5～3.0m，宽约2～2.5m，深约2.3～3.0m，塌陷坑处条形基础已悬空。

3. 形成原因分析

经现场踏勘深入分析验证，场地出现塌陷的原因如下：

（1）该区域岩溶强烈发育，厚层红黏土作为建(构)筑物天然地基持力层，其下部近基岩面发育土洞，土洞与灰岩内开口状管道型溶洞连通，作为地下水向场地低洼河谷排泄的通道，这是塌陷发生的内在因素。

（2）河边净水站长期运行期间，雨水、工业废水等排水管线浅埋填土层内因填土固结沉降发生断裂渗漏，对下部地基土软化和冲蚀，继而使地基土流失，在地表出现塌陷。

（3）每年的暴雨期间大量地表水下渗，也加速了土洞的发育和排水通道的扩大。

4. 处理方案

（1）对配电间区域场地沉降变形区的处理。

1）人工开挖配电间外侧D1000mm混凝土排水管槽至管底，查找漏水点，并进行修补或替换。

2）人工开挖管槽至管底后，探测基岩面的埋深。

①如基岩面距管底小于1.5m，则继续在沉降漏点处开挖至基岩面，寻找到洞口后，填大块石进行洞口封堵，大块石上填碎石层，碎石层上填300mm厚黏土，再铺设600g/m^{2}的土工膜。

②如基岩面距管底大于1.5m，不再继续挖至基岩面，仅在管槽内铺设600g/m^{2}的土工膜。

（2）加药间地基塌陷处理。

1）加药间外墙的两处塌陷坑，开挖至基岩面，清除松软填土，先用大块石填实，再用砂砾石、砂土回填，最后用黏土铺盖填实，上部采用C20混凝土浇筑至地面，如图20-12所示；

2）将加药间墙脚塌陷坑处的外墙落雨管，接至外面的路面排水口，清理和修补加药间室外电缆沟。

（3）河边净水站土质地面的处理。为减轻场地地表水入渗造成场地沉降变形及地基塌陷的发展，对净水站整个土质地面均铺设600g/m^{2}的土工膜防渗处理。具体做法为

1）土质地面挖深500mm，铺设600g/m^{2}的土工膜防渗；

2）临站内道路每隔10m设置一处碎石排水堆囊，并采用D100钢管排水至站内混凝土道路上，如图20-13所示；

3）防渗土工膜上覆土压实并绿化。

进行以上做法的同时，对河边净水站挖方边坡处的场外截洪沟和坡脚排水沟进行疏通和维护，对破损的站内道路路面进行修复，对排水口和排水通道进行疏通和维护。

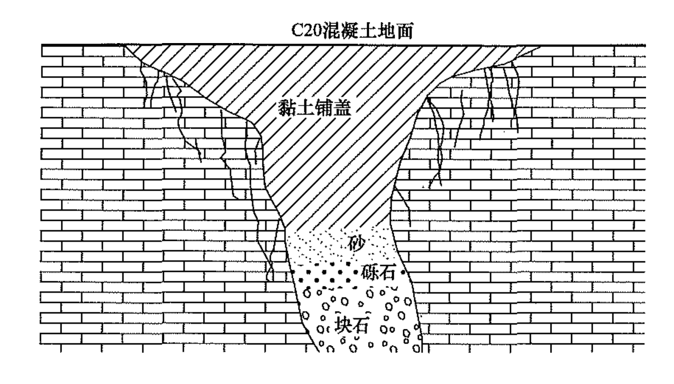


图20-12 塌陷坑堵塞及堵体结构示意

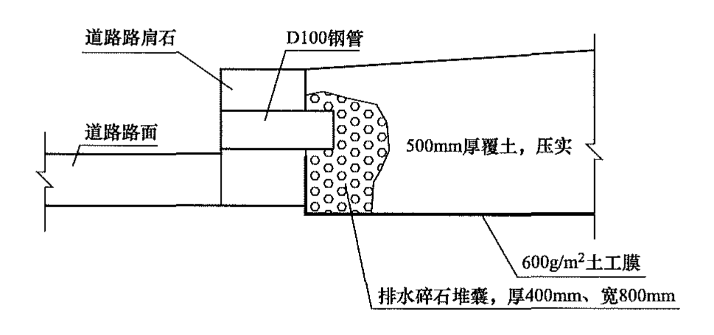


图20-13 净水站土质地面及排水碎石囊结构图

主要量的符号及其计量单位

量 的 名 称	符号	计量单位	量 的 名 称	符号	计量单位
含水量	w	%	泊松比	μ	
孔隙比	e		动弹性模量	E_d	kPa
天然密度	ρ_0	g/cm^3	动剪切模量	G_d	kPa
土粒比重	G_s		动强度	τ_d	kPa
液限	w_L	%	岩石单轴饱和抗压强度	R_b	MPa
塑限	w_P	%	岩石干燥状态单轴抗压强度	R_c	MPa
塑性指数	I_P		岩石软化系数	K_R	
液性指数	I_L		岩石极限抗拉强度	R_t	MPa
有机质含量	w_u	%	岩石极限抗剪强度	E_t	MPa
最大干密度	ρ_{dmax}	g/cm^3	标准贯入试验锤击数	N	击
最优含水量	w_{op}	%	重型动力触探试验锤击数	$N_{63.5}$	击
最小干密度	ρ_{dmin}	g/cm^3	超重型动力触探试验锤击数	N_{120}	击
最大孔隙比	e_{max}		红黏土含水比	α_w	
最小孔隙比	e_{min}		静力触探摩阻比	R_f	
最大孔隙率	η_{max}	%	静力触探侧阻力	f_s	kPa
最小孔隙率	η_{min}	%	静力触探锥尖阻力	q_c	MPa
界限粒径	d_{60}	mm	静力触探试验摩阻比	R_f	
平均粒径	d_{50}	mm	单桩竖向抗压极限承载力标准值	Q_{uk}	kN
中间粒径	d_{30}	mm	单桩总极限侧阻力标准值	Q_{sk}	kN
有效粒径	d_{10}	mm	单桩总极限端阻力标准值	Q_{pk}	kN
不均匀系数	C_u		旁压模量	E_M	MPa
曲率系数	C_c		原状土不排水强度	c_u	kPa
压缩系数	a	MPa^{-1}	重塑土不排水强度	c'_u	kPa
压缩模量	E_s	MPa	扁铲试验侧胀指数	I_D	
体积压缩系数	m_V	MPa^{-1}	扁铲试验侧胀水平应力指数	K_D	
压缩指数	C_c		扁铲试验侧胀模量	E_D	kPa
回弹指数	C_s		扁铲试验侧胀孔压指数	U_D	
次固结系数	C_a		纵波波速	v_P	m/s
先期固结压力	p_c	kPa	横波波速	v_s	m/s
固结系数	C_V	cm^2/s	地基最终变形量	s	mm
黏聚力	c	kPa	固结沉降	s_c	mm
内摩擦角	φ	(°)	瞬时沉降	s_d	mm
无侧限抗压强度	q_u	kPa	融沉系数	δ_0	
灵敏度	S_t		设计冻深	z_d	mm

续表

量 的 名 称	符号	计量单位
静止侧压力系数	K_0	
临界等效剪切波速	v_{sc}	m/s
地震动峰值加速度	α_{max}	g
特征周期	T_g	s
液化判别标准贯入试验锤击数临界值	N_{cr}	击
液化判别标准贯入试验锤击数基准值	N_0	击
黏粒含量	ρ_c	%
液化指数	I_{LE}	
土的湿度系数	ψ_w	
大气影响深度	d_a	m
锚杆（索）轴向拉力标准值	N_{ak}	kN
相应于作用的标准组合时，基础底面处的平均压力	p_k	kPa
相应于作用的标准组合时，上部结构传至基础顶部的竖向力	F_k	kN
基础自重和基础上的土重	G_k	kN
基础底面面积	A	m^2
相应于作用的标准组合时，作用于基础底面的力矩值	M_k	kN · m
基础底面的抵抗矩	W	m^3
地基压力扩散角	θ	(°)

量 的 名 称	符号	计量单位
按分层总和法计算出的地基变形量	s'	mm
沉降计算经验系数	ψ_s	
对应于荷载效应准永久组合时，基础底面处的附加压力	p_0	kPa
夯击能	E	kN · m
复合地基承载力特征值	f_{spk}	kPa
地基处理后桩间土承载力特征值	f_{sk}	kPa
复合地基单桩竖向抗压承载力特征值	R_a	kN
室内水泥土试块（边长为 70.7mm 的立方体），在标准养护条件下，90d 龄期的无侧限抗压强度标准值	f_{cu}	kPa
主动土压力强度	p_a	kPa
被动土压力强度	p_p	kPa
主动土压力系数	K_a	
被动土压力系数	K_p	
滑坡稳定安全系数	K	
坑底抗隆起安全系数	K_b	
坑底抗突涌稳定安全系数	K_h	
井中水位降深	s_w	m
抽水井流量	Q	m^3/h
井的半径	r_w	m
抽水影响半径	R	m
渗透系数	k	m/d

参 考 文 献

[1]《工程地质手册》编委会. 工程地质手册. 4版. 北京：中国建筑工业出版社，2007.
[2] 林宗元. 岩土工程勘察设计手册. 沈阳：辽宁科学技术出版社，1996.
[3]《岩土工程手册》编委会. 岩土工程手册. 北京：中国建筑工业出版社，1994.
[4] 龚晓南. 地基处理手册. 3版. 北京：中国建筑工业出版社，2007.
[5] 张喜发. 岩土工程勘察与评价. 长春：吉林科学技术出版社，1995.
[6] 徐攸在，等. 盐渍土地基. 北京：中国建筑工业出版社，1993.
[7] 黄熙龄，秦宝玖，等. 地基基础的设计与计算. 北京：中国建筑工业出版社，1981.
[8] 崔可锐，毛由田，等. 岩土工程师实用手册. 北京：化学工业出版社，2007.
[9] 林宗元. 岩土工程治理手册. 北京：中国建筑工业出版社，2005.
[10] 郑颖人，陈祖煜，王恭先，等. 边坡与滑坡工程治理. 2版. 北京：人民交通出版社，2010.
[11] 顾晓鲁，钱鸿缙，刘惠珊，等. 地基与基础. 3版. 北京：中国建筑工业出版社，2003.
[12] 张雁，刘金波. 桩基手册. 北京：中国建筑工业出版社，2009.
[13] 史佩栋. 桩基工程手册（桩和桩基础手册）. 北京：人民交通出版社，2008.
[14]《电力工程勘测守则》编委会. 电力工程勘测守则. 太原：山西高校联合出版社，1994.